

# **ESTUDO DE SOLUÇÕES ESTRUTURAIS PARA REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS EM ALVENARIA DE PEDRA**

**JOÃO FILIPE DA CUNHA DOUTEL DE ALMEIDA**

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor Doutor João Paulo Sousa Costa de Miranda  
Guedes

SETEMBRO DE 2009

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

À Inês

*A cultura é aquilo que permanece no homem quando ele já esqueceu tudo o resto.*

*Émile Henriot*



## **AGRADECIMENTOS**

Gostaria de agradecer em primeiro lugar aos meus pais, pelo amor e apoio incondicional que sempre me deram, não só ao longo dos meus 5 anos de curso, mas também ao longo de toda a minha vida.

Agradeço à minha irmã, pelo exemplo de trabalho e sucesso que sempre foi para mim, e também por todos os seus conselhos de irmã mais velha.

Quero agradecer à Inês, por ser quem é, por estar sempre lá, e por ter tornado este trabalho numa tarefa mais fácil e motivadora.

Agradeço também aos meus amigos por sempre demonstrarem interesse e preocupação pelo meu trabalho.

Aos meus colegas de curso e amigos, pela amizade demonstrada ao longo destes anos e pelo apoio demonstrado.

Ao meu orientador, o Prof. João Paulo Miranda Guedes, por sabiamente me ter guiado neste trabalho, pela sua diligência em prestar auxílio nas minhas dúvidas e pelos ensinamentos desde os pormenores mais pequenos deste trabalho a questões fora do seu âmbito.

Ao Eng.º Tiago Ilharco Dias pela ajuda sempre prestável e o apoio na elaboração deste trabalho.

Finalmente, agradeço aos Eng.ºs Esmeralda Paupérrio, Vitor Alves e Armando Noronha, pelos esclarecimentos e auxílio prestados, e a todos aqueles que directa ou indirectamente colaboraram para a realização deste trabalho.



## **RESUMO**

Este trabalho consiste num estudo estrutural, funcional e económico de soluções de pisos a utilizar em operações de reabilitação de edifícios em alvenaria de pedra tradicionais. Entende-se por edifícios de alvenaria de pedra tradicionais construções datadas até ao início do século XX, cujas paredes são constituídas por alvenarias de pedra, geralmente granito para o caso da cidade do Porto, com pisos e cobertura em estrutura de madeira.

Neste tipo de edifícios existe por vezes a necessidade de substituir os pisos existentes por pisos novos. Essa acção poderá dever-se, entre outros factores, ao nível de degradação do piso existente ou à necessidade de profundas alterações a nível arquitectónico. Independentemente das razões, surge sempre uma questão: que tecnologia adoptar para a estrutura dos pisos?

O objectivo principal deste trabalho é estudar os diversos aspectos relacionados com tecnologias de pisos viáveis para este tipo de edifícios. O estudo envolve não só as implicações estruturais e funcionais de cada solução, como também a sua compatibilidade com a restante estrutura e a sua adaptação aos princípios de conservação e preservação do património. Cada solução proposta é analisada em aspectos de segurança, nomeadamente quanto ao seu peso e efeito na restante estrutura – não só em termos estáticos como dinâmicos (comportamento sísmico) – quanto aos diversos modos de ligação do piso às paredes de alvenaria e quanto ao seu comportamento ao fogo. Adicionalmente, as soluções são caracterizadas quanto à sua capacidade de isolamento térmico e acústico. Finalmente, faz-se uma análise económica de cada solução, estimando custos para cada uma das soluções.

A caracterização de todos estes aspectos permite identificar as principais vantagens e desvantagens de cada solução em termos comparativos. Este trabalho pretende contribuir para uma melhor prática da reabilitação de edifícios antigos, servindo como documento de apoio em futuras intervenções de reabilitação que envolvam a substituição de pisos.

**PALAVRAS-CHAVE:** reabilitação, alvenaria, pisos, dimensionamento.





## **ABSTRACT**

This work consists on a structural, functional and economic study on solutions to be used on floor structures intervention operations on traditional stone masonry buildings. The traditional stone masonry buildings can be defined as buildings made by stone masonry walls, mainly granite in the case of the city of Porto, with timber floors and roofs.

In such buildings there is sometimes the need of replacing existing floors by new ones. This may be due, among other factors, to the degradation level of the existing floors or to the necessity of deep changes at architectural level. Whatever the reasons are, there is always one question that arises: what floor structure technology to use?

The main objective of this work was to study the different aspects related with floor technologies that can be used in this kind of buildings. The study involves, not only the structural and functional implications of each solution, but also its compatibility with the remaining structure and its adaptability to the principles of heritage conservation and preservation. Each proposed solution is analyzed in terms of safety, namely its own weight and effect on the remaining structure, in static and dynamic terms (seismic behaviour), of the several types of connections to the masonry wall and of fire behaviour. The solutions are also characterized in terms of their capacity for thermal and acoustic isolation. Additionally, an economic analysis is made in order to estimate the costs of each solution.

The characterization of all these aspects allows the identification of the main advantages and disadvantages of each solution. This work aims to contribute to a better building rehabilitation practice in Portugal, serving as a support document for future rehabilitation interventions involving floor replacements.

**KEYWORDS:** rehabilitation, masonry, floors, design.



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	i
<b>RESUMO</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1. A REABILITAÇÃO E O DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL .....	1
1.2. OBJECTIVOS DO TRABALHO .....	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....	2
<b>2. A REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS</b> .....	3
2.1. PRINCÍPIOS E HISTÓRIA DA REABILITAÇÃO .....	3
2.1.1. ORIGEM DA REABILITAÇÃO .....	4
2.1.2. CARTAS DE ATENAS E VENEZA .....	4
2.1.3. CARTA DE CRACÓVIA E RECOMENDAÇÕES DA ICOMOS .....	3
2.2. A REABILITAÇÃO EM PORTUGAL .....	5
2.2.1. O PANORAMA PORTUGUÊS .....	5
2.2.2. A NECESSIDADE DE REABILITAR .....	7
2.3. REABILITAÇÃO DE PISOS .....	7
2.3.1. INTRODUÇÃO .....	7
2.3.2. DANOS EM PISOS TRADICIONAIS DE MADEIRA .....	7
2.3.3. INSPECÇÃO E DIAGNÓSTICO DE PISOS .....	8
2.3.4. TÉCNICAS DE REFORÇO DE PISOS .....	9
2.3.5. PORQUÊ A SUBSTITUIÇÃO DE PISOS .....	10
<b>3. CARACTERIZAÇÃO CONSTRUTIVA DE EDIFÍCIOS ANTIGOS EM PORTUGAL</b> .....	13
3.1. INTRODUÇÃO .....	13
3.2. CARACTERIZAÇÃO CONSTRUTIVA DE EDIFÍCIOS ANTIGOS .....	14
3.2.1. GENERALIDADES .....	14
3.2.2. VERTICALIDADE VERSUS HORIZONTALIDADE .....	14
3.2.3. FUNDAÇÕES .....	15

3.2.4.PAREDES RESISTENTES.....	16
3.2.5.PISOS.....	18
3.2.5.1. Elementos construtivos dos pisos .....	18
3.2.5.2. Apoio nas paredes.....	20
3.2.6.COBERTURAS .....	21
3.2.7.PAREDES DIVISÓRIAS .....	23

## **4. SOLUÇÕES PARA PISOS EM EDIFÍCIOS DE ALVENARIA DE PEDRA .....**

**25**

### **4.1. INTRODUÇÃO .....**

**25**

#### 4.1.1. APRESENTAÇÃO DAS SOLUÇÕES ESTUDADAS.....

25

#### 4.1.2. CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO.....

26

##### 4.1.2.1. Os critérios gerais.....

26

##### 4.1.2.2. Estado Limite Último (ULS) .....

27

##### 4.1.2.3. Estado Limite de Serviço (SLS).....

27

##### 4.1.2.4. Resistência ao fogo .....

27

#### 4.1.3. CRITÉRIOS DE ANÁLISE .....

27

##### 4.1.3.1. Sobre os critérios de análise .....

27

##### 4.1.3.2. Efeito na restante estrutura .....

28

##### 4.1.3.3. Comportamento sísmico.....

28

##### 4.1.3.4. Ligação e apoios nas paredes de alvenaria de pedra.....

30

##### 4.1.3.5. Comportamento ao fogo.....

30

##### 4.1.3.6. Isolamento térmico .....

31

##### 4.1.3.7. Isolamento acústico .....

32

##### 4.1.3.8. Tempo e modo de execução .....

32

##### 4.1.3.9. Reversibilidade e intrusão .....

33

##### 4.1.3.10. Arquitectura .....

33

##### 4.1.3.11. Custo .....

34

### **4.2. PISOS DE MADEIRA MACIÇA (S1).....**

**34**

#### 4.2.1. GENERALIDADES .....

34

#### 4.2.2. SOLUÇÕES PROPOSTAS.....

35

##### 4.2.2.1. Descrição das soluções.....

35

##### 4.2.2.2. Critérios de dimensionamento.....

37

4.2.3. EFEITO NA RESTANTE ESTRUTURA .....	37
4.2.4. COMPORTAMENTO SÍSMICO .....	38
4.2.5. LIGAÇÃO ÀS PAREDES .....	39
4.2.5.1. Ligação às paredes principais (empenas) .....	39
4.2.5.2. Ligação às paredes paralelas (fachada e tardoz) .....	41
4.2.6. COMPORTAMENTO AO FOGO .....	42
4.2.6.1. O bom desempenho da madeira .....	42
4.2.6.2. Verificação da resistência ao fogo .....	43
4.2.6.3. Protecção ao fogo .....	43
4.2.7. ISOLAMENTO TÉRMICO .....	44
4.2.8. ISOLAMENTO ACÚSTICO .....	44
4.2.9. TEMPO E MODO DE EXECUÇÃO .....	45
4.2.10. REVERSIBILIDADE E INTRUSÃO .....	46
4.2.11. CUSTO .....	46
4.2.12. CONCLUSÕES .....	47
<b>4.3. PISOS DE MADEIRA LAMELADA COLADA (S2) .....</b>	<b>47</b>
4.3.1. GENERALIDADES .....	47
4.3.1.1. Definição e origem .....	47
4.3.1.2. Tipos de madeira lamelada colada .....	48
4.3.2. SOLUÇÕES PROPOSTAS .....	49
4.3.2.1. Descrição das soluções .....	49
4.3.2.2. Critérios de dimensionamento .....	50
4.3.3. EFEITO NA RESTANTE ESTRUTURA .....	50
4.3.4. OUTROS CRITÉRIOS .....	51
4.3.5. COMPORTAMENTO AO FOGO .....	51
4.3.6. CUSTO .....	51
4.3.7. CONCLUSÕES .....	52
<b>4.4. PISOS MISTOS AÇO-MADEIRA (S3) .....</b>	<b>52</b>
4.4.1. GENERALIDADES .....	52
4.4.2. SOLUÇÕES PROPOSTAS .....	53
4.4.2.1. Descrição das soluções .....	53
4.4.2.2. Critérios de dimensionamento .....	54
4.4.3. EFEITO NA RESTANTE ESTRUTURA .....	54

4.4.4. COMPORTAMENTO SÍSMICO .....	54
4.4.5. LIGAÇÃO ÀS PAREDES.....	55
4.4.6. COMPORTAMENTO AO FOGO .....	55
4.4.6.1. A vulnerabilidade das estruturas metálicas .....	55
4.4.6.2. Dimensionamento ao fogo.....	56
4.4.6.3. Sistemas de protecção .....	57
4.4.7. ISOLAMENTO TÉRMICO.....	57
4.4.8. ISOLAMENTO ACÚSTICO .....	57
4.4.9. TEMPO E MODO DE EXECUÇÃO .....	58
4.4.10. REVERSIBILIDADE E INTRUSÃO .....	58
4.4.11. CUSTO .....	58
4.4.12. CONCLUSÕES .....	58
<b>4.5. PISOS MISTOS MADEIRA-BETÃO (S4).....</b>	<b>59</b>
4.5.1. GENERALIDADES .....	59
4.5.2. SOLUÇÕES PROPOSTAS.....	60
4.5.2.1. Descrição das soluções.....	60
4.5.2.2. Critérios de dimensionamento.....	62
4.5.3. EFEITO NA RESTANTE ESTRUTURA.....	62
4.5.4. COMPORTAMENTO SÍSMICO .....	62
4.5.5. LIGAÇÃO ÀS PAREDES.....	63
4.5.6. COMPORTAMENTO AO FOGO .....	63
4.5.7. ISOLAMENTO TÉRMICO.....	64
4.5.8. ISOLAMENTO ACÚSTICO .....	64
4.5.9. TEMPO E MODO DE EXECUÇÃO .....	64
4.5.10. REVERSIBILIDADE E INTRUSÃO .....	64
4.5.11. CUSTO .....	65
4.5.12. CONCLUSÕES .....	65
<b>4.6. PISOS DE LAJE MACIÇA DE BETÃO ARMADO (S5) .....</b>	<b>66</b>
4.6.1. GENERALIDADES .....	66
4.6.2. SOLUÇÕES PROPOSTAS.....	67
4.6.2.1. Descrição das soluções.....	67
4.6.2.2. Critérios de dimensionamento.....	67
4.6.3. EFEITO NA RESTANTE ESTRUTURA.....	68

4.6.4. COMPORTAMENTO SÍSMICO .....	68
4.6.5. LIGAÇÃO ÀS PAREDES .....	69
4.6.6. COMPORTAMENTO AO FOGO.....	70
4.6.6.1. O comportamento do betão armado face ao fogo .....	70
4.6.6.2. Medidas de protecção .....	71
4.6.6.3. Verificação da resistência ao fogo .....	72
4.6.7. ISOLAMENTO TÉRMICO .....	72
4.6.8. ISOLAMENTO ACÚSTICO .....	72
4.6.9. TEMPO E MODO DE EXECUÇÃO.....	73
4.6.10. REVERSIBILIDADE E INTRUSÃO .....	73
4.6.11. CUSTO .....	73
4.6.12. CONCLUSÕES .....	74
<b>4.7. PISOS DE LAJE ALIGEIRADA DE BETÃO ARMADO (S6) .....</b>	<b>74</b>
4.7.1. GENERALIDADES.....	74
4.7.2. SOLUÇÕES PROPOSTAS .....	75
4.7.2.1. Descrição das soluções .....	75
4.7.2.2. Critérios de dimensionamento .....	76
4.7.3. EFEITO NA RESTANTE ESTRUTURA .....	77
4.7.4. COMPORTAMENTO SÍSMICO .....	77
4.7.5. LIGAÇÃO ÀS PAREDES .....	77
4.7.6. COMPORTAMENTO AO FOGO.....	78
4.7.7. ISOLAMENTO TÉRMICO .....	78
4.7.8. ISOLAMENTO ACÚSTICO .....	79
4.7.9. TEMPO E MODO DE EXECUÇÃO.....	79
4.7.10. REVERSIBILIDADE E INTRUSÃO .....	79
4.7.11. CUSTO .....	79
4.7.12. CONCLUSÕES .....	80
<b>4.8. PISOS MISTOS AÇO-BETÃO (S7) .....</b>	<b>80</b>
4.8.1. GENERALIDADES.....	80
4.8.2. SOLUÇÕES PROPOSTAS .....	81
4.8.2.1. Descrição das soluções .....	81
4.8.2.2. Critérios de dimensionamento .....	82
4.8.3. EFEITO NA RESTANTE ESTRUTURA .....	83

4.8.4. COMPORTAMENTO SÍSMICO .....	83
4.8.5. LIGAÇÃO ÀS PAREDES.....	83
4.8.6. COMPORTAMENTO AO FOGO .....	84
4.8.7. ISOLAMENTO TÉRMICO.....	84
4.8.8. ISOLAMENTO ACÚSTICO .....	85
4.8.9. TEMPO E MODO DE EXECUÇÃO .....	85
4.8.10. REVERSIBILIDADE E INTRUSÃO .....	86
4.8.11. CUSTO .....	86
4.8.12. CONCLUSÕES .....	86
<b>4.9. ANÁLISE COMPARATIVA.....</b>	<b>87</b>
4.9.1. INTRODUÇÃO .....	87
4.9.2. EFEITO NA RESTANTE ESTRUTURA.....	87
4.9.3. COMPORTAMENTO SÍSMICO .....	88
4.9.4. LIGAÇÃO ÀS PAREDES.....	89
4.9.5. COMPORTAMENTO AO FOGO .....	90
4.9.6. ISOLAMENTO TÉRMICO.....	92
4.9.7. ISOLAMENTO ACÚSTICO .....	92
4.9.8. TEMPO E MODO DE EXECUÇÃO .....	93
4.9.9. REVERSIBILIDADE E INTRUSÃO .....	93
4.9.10. ARQUITECTURA.....	94
4.9.11. CUSTOS.....	95
4.9.12. CONCLUSÕES .....	95
 <b>5. CONCLUSÕES.....</b>	 <b>97</b>
<b>5.1. CONCLUSÕES FINAIS.....</b>	<b>97</b>
<b>5.2. RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....</b>	<b>98</b>
 <b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	 <b>99</b>
 <b>ANEXO .....</b>	 <b>107</b>



## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Peso das obras reabilitação na produtividade total da construção em 2002 (Euroconstrut, 2003) .....	6
Fig. 2.2 – Peso das obras reabilitação na produtividade total da construção em 2005 (Euroconstrut, 2005) .....	6
Fig. 2.3 – Presença de ataques de insectos em elemento de madeira (Ilharco, 2008). .....	8
Fig. 2.4 – Degradação da estrutura de um edifício antigo por acção do fogo (Ribeiro <i>et al</i> , 2009) .....	8
Fig. 2.5 – Utilização do <i>resistograph</i> para avaliação da integridade de viga de madeira (Ilharco, 2008)9	
Fig. 2.6 – Instrumento de medição <i>Pilodyn</i> (Ilharco, 2008) .....	9
Fig. 2.7 – Esquema de piso reforçada com viga adicional de madeira (Baião, Appleton, 1994) .....	10
Fig. 2.8 – Viga de reforço a dividir o vão das existentes (Ilharco, 2008) .....	10
Fig. 2.9 – Substituição de parte de viga por uma nova peça de madeira (Cóias, 2007) .....	10
Fig. 2.10 – Reforço do piso com faixas de FRP (Cóias, 2007).....	10
Fig. 3.1 – Exemplos de edifícios antigos altos e esguios do Porto (Oliveira, Galhano, 2003). .....	15
Fig. 3.2 – Exemplo de edifício antigo alto e esguio no Largo S. Domingos, Porto (Ilharco <i>et al</i> , 2007).15	
Fig. 3.3 – Planta de edifício no Largo S. Domingos, Porto (Ilharco <i>et al</i> , 2007). .....	15
Fig. 3.4 – Planta de edifício na Rua dos Lóios (Costa <i>et al</i> , 2007).....	15
Fig. 3.5 – Representação esquemática de fundação simples de alvenaria de pedra (Pinho, 2000). ...	16
Fig. 3.6 – Modelo de comportamento da parede de alvenaria de pedra em relação à humidade (Appleton, 2003). .....	17
Fig. 3.7 – Parede de alvenaria de pano simples em casa na Rua António Carneiro. ....	17
Fig. 3.8 – Esquemas construtivos de paredes de alvenaria simples ou de dois panos (Mascarenhas, 2003). .....	17
Fig. 3.9 – Exemplo de esquema construtivo de um edifício pombalino (Mascarenhas, 2004). .....	18
Fig. 3.10 – Pavimento de madeira em edifício na Rua dos Lóios nºs 59, 59, 59B. ....	19
Fig. 3.11 – Esquema estrutural adoptado para um piso com aberturas (Baião, Appleton, 1994). .....	19
Fig. 3.12 – Apoio da vigas na parede: embebida (a), ou através de frechal (b) (Baião, Appleton, 1994).20	
Fig. 3.13 – Apoio da viga em frechal: com frechal ligado à parede (a), ou através de frechal apoiado em cachorro (b) (Pinho, 2000). .....	20
Fig. 3.14 – Ligações entre pisos e paredes através de elementos metálicos (Pinho, 2000). .....	21
Fig. 3.15 – Asna tradicional apresentada por (Mascarenhas, 2006) .....	22
Fig. 3.16 – Asna de cobertura inclinada e pormenor de ligação (casa na Rua António Carneiro).....	22
Fig. 4.1 – Esquema das soluções estudadas. ....	26
Fig. 4.2 – Modos de rotura de paredes de alvenaria por inadequada rigidez do piso (Piazza, 2008). .29	

Fig. 4.3 – O papel do efeito de diafragma na rotura das paredes (Piazza, 2008). .....	29
Fig. 4.4 – Vista aérea sobre a cidade de Aquila após o sismo de 6 de Abril de 2009 (AP Photo/Guardia Forestale) .....	30
Fig.4.5 – Colapso da parede devido a acção horizontal sísmica da viga de madeira (Calderoni <i>et al</i> , 2009). .....	30
Fig. 4.6 – Execução de um novo piso de madeira em obra de reabilitação (Edifício na Rua Mouzinho da Silveira). .....	35
Fig. 4.7 – Esquema da solução de madeira maciça S1-A. ....	35
Fig. 4.8 – Esquema da solução de madeira maciça S1-B (corte transversal). ....	36
Fig. 4.9 – Esquema da solução de madeira maciça S1-B (corte longitudinal). .....	36
Fig. 4.10 – Cabos de aço usados como tirantes de reforço sísmico em edifício nos Açores. ....	38
Fig. 4.11 – Esquema estrutural de um reforço realizado com tirantes (cabos) (Branco, Guerreiro, 2007). .....	38
Fig. 4.12 – Reforço de pavimento de madeira com recurso a tirantes (chapas) e cantoneiras metálicas e (Delgado <i>et al</i> , 2009). ....	39
Fig. 4.13– Elementos de madeira para contraventamento das vigas. ....	39
Fig. 4.14 – Apoio da viga de madeira em novas aberturas na parede. ....	40
Fig. 4.15 – Viga apoiada na parede com fixação através de chapas metálicas amarradas à parede. 41	
Fig. 4.16 – Viga embebida com fixação à parede através de cantoneira metálica. ....	41
Fig. 4.17 – Ligação do piso em todos os bordos através de conectores metálicos (Piazza, 2008). ....	41
Fig. 4.18 – Secção de viga de madeira exposta ao fogo durante 30 minutos (ESTG-IPL, 2007). ....	42
Fig. 4.19 – Estado de vigas de madeira e de vigas metálicas após um severo incêndio (Wilcox <i>et al</i> , 2001). .....	42
Fig. 4.20 – Sistema de protecção ao fogo fixado ao piso de madeira (Ferreira, 2005). ....	44
Fig. 4.21 – Variação da profundidade de carbonatação de elementos de madeira com o tempo, com ou sem protecção (Cachim, 2007). ....	44
Fig. 4.22 – Realização de aberturas para apoio de vigas de madeira (Rua Mouzinho de Silveira, Porto). ....	46
Fig. 4.23– Configuração das lamelas conforme a largura: inferiores a 20cm (em cima) ou superiores a 20cm (em baixo) (Feio <i>et al</i> , 2007). .....	48
Fig. 4.24 – Soluções para ligação entre lamelas (Feio <i>et al</i> , 2007) .....	48
Fig. 4.25 – Esquema da solução de madeira lamelada colada S2-A. ....	49
Fig. 4.26 – Esquema da solução de madeira lamelada colada S2-B (corte transversal). ....	49
Fig. 4.27 – Esquema da solução de madeira lamelada colada S2-B (corte longitudinal). .....	50
Fig. 4.28 – Introdução de perfis metálicos em piso de madeira tradicional no Mosteiro de Tibães, Braga (Ilharco, 2008) .....	53

Fig. 4.29 – Esquema da solução mista aço madeira S3.....	53
Fig. 4.30 – Factor de redução do módulo de elasticidade para aços (Piloto, 2000).....	55
Fig. 4.31 – Factor de redução da tensão de cedência para aços (Piloto, 2000) .....	55
Fig. 4.32 – Aplicação de fibra projectada para a protecção de viga metálica (Pannoni, 2005).....	57
Fig. 4.33 – Placas de lã de rocha para a protecção de elementos metálicos (Pannoni, 2005).....	57
Fig. 4.34 – Esquema construtivo de um piso misto madeira-betão (Dias <i>et al</i> , 2003) .....	60
Fig. 4.35 – Ligações rígidas (Branco, Cruz, 2002).....	60
Fig. 4.36 – Ligações com anéis de aço ou chapas dentadas (Branco, Cruz, 2002) .....	61
Fig. 4.37 – Ligações com pregos, varões ou parafusos (Branco, Cruz, 2002).....	61
Fig. 4.38 – Diagrama de tensões admitido para a secção da solução mista madeira-betão (Branco, Cruz, 2002).....	61
Fig. 4.39 – Diagrama de tensões admitido para a secção da solução mista madeira-betão (Branco, Cruz, 2002).....	62
Fig. 4.40 – Ligação do piso madeira-betão (S4) .....	63
Fig. 4.41 – Ligação do bordo lateral do piso madeira-betão (Piazza, 2008) .....	63
Fig. 4.42 – Secção transversal de transição entre piso de madeira e piso de madeira-betão (Fontes, Branco, 2005) .....	65
Fig. 4.43 – Fotografias de viga do Sistema Hennebique de um armazém em Lisboa (Appleton, 2005).....	66
Fig. 4.44 – Pormenor de armaduras do Sistema Hennebique de uma viga num armazém em Lisboa (Appleton, 2005) .....	66
Fig. 4.45 – Esquema da solução de betão armado maciço (S5) .....	67
Fig. 4.46 – Edifício de alvenaria e pisos de betão armado em Aquila, após o sismos de 6 de Abril de 2009 (Calderoni <i>et al</i> , 2009) .....	69
Fig. 4.47 – Apoio da laje de betão através de perfil L.....	70
Fig. 4.48 – Apoio da laje de betão através de perfil U .....	70
Fig. 4.49 – Fases do comportamento do betão durante um incêndio (ASEFA, 2006) .....	71
Fig. 4.50 – Fenómeno de destacamento explosivo do betão – <i>spalling</i> (ASEFA, 2006).....	71
Fig. 4.51 – Execução de laje aligeirada de vigotas pré-esforçadas em obra de reabilitação em edifício de alvenaria de pedra (Edifício na Rua dos Lóios) .....	75
Fig. 4.52 – Execução de laje aligeirada de vigotas pré-esforçadas em obra de reabilitação em edifício de alvenaria de pedra (Edifício na Rua António Carneiro) .....	75
Fig. 4.53 – Esquema construtivo de uma laje aligeirada de betão armado (Camposinhos e Neves, 2005) .....	75
Fig. 4.54 – Esquema da solução laje aligeirada de vigotas pré-esforçadas S6 – corte transversal (vigota simples) .....	76

Fig. 4.55– Esquema da solução laje aligeirada de vigotas pré-esforçadas S6 – corte transversal (vigotas duplas) .....	76
Fig. 4.56 – Exemplos de ligação de lajes aligeiradas de vigotas às paredes de alvenaria através de cantoneira metálica (Edifício na Rua António Carneiro) .....	77
Fig. 4.57 – Apoio da laje aligeirada através de perfil U .....	78
Fig. 4.58 – Apoio da laje aligeirada através de perfil L .....	78
Fig. 4.59 – Lajes mistas aço-betão (Figueiras <i>et al</i> ), 2006). .....	81
Fig. 4.60 – Tipos de ligação entre chapa de aço de betão (DEC FCT-UC, 2008). .....	81
Fig. 4.61 – Geometria (em mm) de uma unidade de chapa perfilada Colaborante PC 65 (Figueiras <i>et al</i> , 2006) .....	81
Fig. 4.62 – Esquema da solução mista aço-betão S7-A .....	82
Fig. 4.63 – Esquema da solução mista aço-betão S7-B .....	82
Fig. 4.64 – Apoio de piso misto aço-betão (S7-A) .....	84
Fig. 4.65 – Disposição de armadura adicional em lajes mistas aço-betão (Figueiras <i>et al</i> , 2006) .....	84
Fig. 4.66 – Esquema de montagem para um piso misto de cofragem colaborante segundo a <i>Globalfloor</i> (Saúde <i>et al</i> , 2006) .....	85
Fig. 4.67 – Gráfico dos deslocamentos dos pisos de um modelo numérico (Branco, Guerreiro, 2007) .....	89
Fig. 4.68 – Processo de selagem de um varão roscado através de ampola química da <i>Hilti</i> .....	90
Fig. 4.69 – Varões nervurados selados com resina epoxi (Branco, 2007) .....	90
Fig. A.1 – Componentes da flecha numa viga simplesmente apoiada (CEN, 2004c) .....	111
Fig. A.2 – Profundidade de carbonização (CEN, 2004d) .....	114
Fig. A.3 – Representação da interrupção de armadura segundo o EC2 (CEN, 2004a) .....	122
Fig. A.4 – Tipo de vigotas utilizadas nas soluções propostas .....	124
Fig. A.5 – Exemplo de tabela de dimensionamento (Figueiras <i>et al</i> , 2006) .....	125

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 4.1 – Ações consideradas no dimensionamento das soluções apresentadas .....	27
Quadro 4.2 – Dimensões e espaçamentos das vigas da solução em madeira maciça S1-A .....	36
Quadro 4.3 – Dimensões e espaçamentos das vigas da solução em madeira maciça S1-B .....	36
Quadro 4.4 – Peso próprio das soluções de madeira maciça (S1) .....	37
Quadro 4.5 – Verificação da resistência ao fogo (estabilidade) das soluções de madeira maciça (S1) .....	43
Quadro 4.6 – Resistência térmica (R) das soluções de madeira maciça (S1) .....	44
Quadro 4.7 – Custo dos pisos de madeira maciça (S1) .....	46
Quadro 4.8 – Vantagens e desvantagens de pisos de Madeira Maciça (S1) .....	47
Quadro 4.9 – Dimensões e espaçamentos das vigas da solução em madeira lamelada colada S2-A .....	50
Quadro 4.10 – Dimensões e espaçamentos das vigas da solução em madeira lamelada colada S2-B .....	50
Quadro 4.11 – Peso próprio das soluções de madeira lamelada colada (S2) .....	51
Quadro 4.12 – Verificação da resistência ao fogo (estabilidade) das soluções de madeira lamelada colada (S2) .....	51
Quadro 4.13 – Custo dos pisos de madeira lamelada colada (S2) .....	52
Quadro 4.14 – Vantagens e desvantagens de pisos de Madeira Lamelada Colada (S2) .....	52
Quadro 4.15 – Dimensões e espaçamentos das vigas da solução aço-madeira (S3) .....	54
Quadro 4.16 – Peso próprio das soluções aço-madeira (S3) .....	54
Quadro 4.17 – Custo dos pisos aço-madeira (S3) .....	58
Quadro 4.18 – Vantagens e desvantagens de pisos de Aço-Madeira (S3) .....	59
Quadro 4.19 – Dimensões e espaçamentos das vigas da solução em madeira lamelada colada S2-A62	
Quadro 4.20 – Peso próprio das soluções mistas madeira-betão (S4) .....	62
Quadro 4.21 – Resistência térmica (R) das soluções de madeira-betão (S4) .....	64
Quadro 4.22 – Custo dos pisos mistos madeira-betão (S4) .....	65
Quadro 4.23 – Vantagens e desvantagens de pisos de madeira-betão (S4) .....	66
Quadro 4.24 – Características da solução de laje maciça de betão armado (S5) .....	67
Quadro 4.25 – Peso próprio dos pisos de laje maciça de betão armado (solução S5) .....	68
Quadro 4.26 – Verificação da resistência ao fogo (estabilidade) das soluções de laje maciça de betão armado .....	72
Quadro 4.27 – Resistência térmica (R) de laje maciça de betão armado (S5) .....	72
Quadro 4.28 – Índice de isolamento sonoro a sons aéreos de laje maciça de betão armado (S5) .....	73
Quadro 4.29 – Custo dos pisos maciços de betão armado (S5) .....	73

Quadro 4.30 – Vantagens e desvantagens de pisos maciços de betão armado (S5) .....	74
Quadro 4.31 – Características das lajes aligeiradas de vigotas pré-esforçadas (S6) .....	76
Quadro 4.32 – Peso próprio dos pisos de laje aligeirada de vigotas pré-esforçadas (S6) .....	77
Quadro 4.33 – Resistência térmica (R) de laje aligeirada de betão armado (S6) .....	78
Quadro 4.34 – Índice de isolamento sonoro a sons aéreos de laje aligeirada de betão armado (S6) .	79
Quadro 4.35 – Custo dos pisos de laje aligeirada de vigotas pré-esforçadas (S6) .....	80
Quadro 4.36 – Vantagens e desvantagens de pisos maciços de betão armado (S5) .....	80
Quadro 4.37 – Dimensões e especificações da solução mista aço-betão (S7) .....	82
Quadro 4.38 – Peso próprio dos pisos mistos aço-betão .....	83
Quadro 4.39 – Resistência térmica (R) das soluções mistas aço-betão (S7) .....	84
Quadro 4.40 – Índice de isolamento sonoro a sons aéreos de soluções mistas aço-betão (S7) .....	85
Quadro 4.41 – Custo dos pisos mistos aço-betão (S7) .....	86
Quadro 4.42 – Vantagens e desvantagens do piso misto aço-betão (7) .....	87
Quadro 4.43 – Peso próprio das soluções .....	88
Quadro 4.44 – Resistência ao fogo das soluções .....	91
Quadro 4.45 – Isolamento térmico das soluções .....	92
Quadro 4.46 – Altura das soluções .....	94
Quadro 4.47 – Custo das soluções .....	95
Quadro 4.48 – Resumo das características das soluções .....	96
Quadro A.1 – Valores considerados para os coeficientes $\psi$ .....	108
Quadro A.2 – Valores do coeficiente $k_{mod}$ para madeira maciça e madeira lamelada colada .....	109
Quadro A.3 – Limites de deformação adoptados para as vigas de madeira .....	112
Quadro A.4 – Limites de deformação adoptados para as vigas metálicas .....	117
Quadro A.5 – Características dos pisos segundo o fabricante .....	124

## **SÍMBOLOS E ABREVIATURAS**

$A$  - área da secção

$A_i$  - área da secção do material correspondente, em pisos mistos madeira-betão

$A_s$  - área da secção de armadura

$A_v$  - área resistente ao esforço transversal

$E$  - módulo de elasticidade

$E_i$  - módulo de elasticidade do material correspondente, em pisos mistos madeira-betão

$(EI)_{ef}$  - rigidez efectiva

$E_d$  - valor de cálculo do efeito da acção

$G_b$  - valor das cargas permanentes excepto peso próprio

$G_k$  - valor das cargas permanentes

$I$  - momento de inércia

$I_i$  - momento de material correspondente, em pisos mistos madeira-betão

$M_{C,Rd}$  - valor de cálculo do momento flector resistente em vigas metálicas

$M_{Cr}$  - momento crítico elástico para a encurvadura lateral

$M_{Ed}$  - valor de cálculo do momento flector actuante

$M_{b,Rd}$  - valor de cálculo do momento flector resistente à encurvadura para vigas metálicas

$M_{pl,Rd}$  - valor de cálculo do momento flector plástico resistente em vigas metálicas

$M_{Rd}$  - o valor de cálculo do momento resistente

$Q_{dim}$  - valor da sobrecarga para dimensionamento (de acordo com as tabelas de lajes mistas aço betão)

$Q_k$  - valor das sobrecargas

$K$  - coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais de betão armado

$R_d$  - valor de cálculo da resistência correspondente

$V_{c,Rd}$  - valor de cálculo do esforço transversal resistente para vigas metálicas

$V_{Ed}$  - valor de cálculo do esforço transversal actuante

$V_{p,Rd}$  - valor de cálculo do esforço transversal plástico resistente para vigas metálicas

$V_{Rd}$  - valor de cálculo do esforço transversal resistente

$W$  - flecha vertical máxima instantânea provocada por uma força concentrada estática, aplicada a qualquer ponto do piso, tendo em conta a distribuição de cargas

$W_{pl}$  - valor de cálculo do momento flector plástico resistente em vigas metálicas

$X_k$  - valor característico da resistência do material;

$b$  - largura do pavimento ou da secção considerada

$b_w$  - menor largura da secção transversal na área traccionada

$d$  - altura útil da secção transversal

$d_{char,0}$  - profundidade de carbonização (unidimensional)

$d_{def}$  - profundidade de carbonização efectiva

$d_v$  - diâmetro dos varões

$f$  - valor de flecha genérica

$f_{cd}$  - valor de cálculo da resistência à compressão do betão

$f_k$  - valor característico de tensão de rotura do betão à compressão

$f_{ctmd}$  - valor de cálculo da resistência à tracção do betão

$f_l$  - frequência fundamental de vibração do piso

$f_{m,d}$  - valor de cálculo da tensão resistente à flexão na madeira

$f_{t,0,d}$  - valor de cálculo da resistência à tracção da madeira na direcção paralela às fibras

$f_{v,d}$  - valor de cálculo da tensão resistente de corte

$f_y$  - tensão de cedência do aço

$f_{yd}$  - valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras

$k_0$  - coeficiente que tem em conta a existência de protecção ou não de elementos de madeira

$k_{crit}$  - coeficiente que tem em conta a redução da resistência à flexão devido ao fenómeno de encurvadura

$k_{def}$  - factor de modificação do valor da deformação que tem em conta o efeito combinado da fluência e do teor em água

$k_m$  - coeficiente relacionado com redistribuição de esforços e efeito da não homogeneidade da madeira numa secção

$k_{mod}$  - factor de modificação das propriedades da madeira que tem em conta o efeito da duração do carregamento e a humidade na madeira

$k_{sys}$  - factor que tem em conta a distribuição de cargas num pavimento de madeira

$k_u$  - módulo de deslizamento instantâneo

$k_{ser}$  - módulo de deslizamento instantâneo para estados limites de serviço

$l$  - comprimento da viga ou do piso

$m$  - massa por unidade de área

$n_{40}$  - número de modos de vibração de 1º ordem com frequências próprias inferiores a 40Hz

$p$  - valor da carga uniformemente distribuída

$s$  - espaçamento entre ligadores

$s_{eq}$  - espaçamento constante entre ligadores

$s_{max}$  - espaçamento máximo entre ligadores correspondente ao meio vão central



$s_{\min}$  - espaçamento mínimo entre ligadores correspondente aos quartos de vão externos

$t$  - tempo de exposição ao fogo

$u_c$  - contraflecha

$u_{\text{creep}}$  - deformação devido à fluência

$u_{\text{inst}}$  - deformação instantânea

$u_{\text{inst,G}}$  - deformação instantânea para acções permanentes

$u_{\text{inst,Q}}$  - deformação instantânea para acções variáveis

$u_{\text{fin}}$  - deformação final

$u_{\text{fin,net}}$  - deformação final aparente

$\Phi_{LT}$  - valor para determinar o coeficiente de redução

$\alpha_{LT}$  - factor de imperfeição

$\beta_0$  - taxa de carbonização (unidimensional)

$\beta_n$  - taxa de carbonização nominal, tendo em conta o efeito dos arredondamentos de canto

$\chi_{LT}$  - coeficiente de redução associado ao modo de encurvadura considerado

$\delta_{\max}$  - flecha no estado final relativamente à linha que une os apoios

$\delta_0$  - contra-flecha na viga no estado não carregado

$\delta_1$  - variação de flecha da viga devida às acções permanentes, imediatamente após a sua aplicação

$\delta_2$  - variação de flecha da viga devida às acções variáveis utilizadas nas combinações características

$\varphi$  - variação de flecha da viga devida às acções variáveis utilizadas nas combinações características

$\gamma_G$  - coeficiente parcial de segurança das cargas permanentes

$\gamma_M$  - o coeficiente de segurança parcial relativo às propriedades dos materiais

$\gamma_Q$  - coeficiente parcial de segurança das cargas variáveis

$\mu$  - valor reduzido do momento flector resistente de cálculo

$\lambda_{\text{rel,m}}$  - esbelteza relativa em flexão

$\lambda_{\text{rel,m}}$  - esbelteza relativa em flexão

$v$  - velocidade devido ao impulso unitário

$\tau_d$  - valor de cálculo da tensão actuante de corte

$\rho$  - taxa de armadura de tracção necessária a meio vão

$\rho'$  - taxa de armadura de compressão necessária a meio vão

$\rho_0$  - taxa de armadura de referência

$\rho_l$  - taxa de armadura longitudinal

$\sigma_c$  - tensão normal no betão

$\sigma_i$  - tensão normal devido ao esforço axial do material correspondente

$\sigma_{m,d}$  - valor de cálculo da tensão correspondente aos esforço em flexão na madeira

$\sigma_{m,i}$  - a tensão normal devida à flexão do material correspondente

$\sigma_s$  - valor de tensão de tracção no aço a meio vão para as acções de cálculo de estado limite de utilização

$\omega$  - percentagem mecânica da armadura

$\xi$  - coeficiente de amortecimento

$\psi$  - coeficiente para definição dos valores representativos da acções varáveis

$\psi_0$  - coeficiente para definição dos valores representativos de combinação característica

$\psi_1$  - coeficiente para definição dos valores representativos de combinação frequente

$\psi_2$  - coeficiente para definição dos valores representativos de combinação quase-permanente

EC - Eurocódigo

ICOMOS - Comité Científico Internacional para a Análise e Restauro de Estruturas do Património Arquitectónico

FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

SLS - Estado Limite de Serviço (*Service Limit State*)

ULS - Estado Limite Último (*Ultimate Limite State*)





## INTRODUÇÃO

### 1.1. A REABILITAÇÃO E O DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL

O sector da construção e da engenharia civil depara-se actualmente com questões e princípios que diferem dos que eram impostos há algumas décadas atrás. Mais do que nunca conceitos como sustentabilidade, consumo energético e impacto ambiental estão na ordem do dia da sociedade.

Ao longo dos séculos, a actividade humana tem alterado para o bem e para o mal, a face do espaço onde o Homem habita, sendo a construção uma das suas maiores expressões. Após a revolução industrial e especialmente durante o último século, a construção ganhou uma dimensão de uma escala inigualável, aumentando o seu impacto no Mundo e nos seus habitantes. Para além do progresso tecnológico que influenciou este crescimento, a quebra de certas fronteiras que deu início ao processo da globalização, vieram a aumentar a dimensão de toda a escala. O desenvolvimento de cada nação sempre esteve associado ao desenvolvimento dos seus edifícios e infra-estruturas, sendo uma expressão do seu progresso.

Talvez tenha sido tardiamente que o Homem se apercebeu das consequências deste crescimento e da inadiável necessidade de mudar de modelo e adoptar uma nova estratégia. No entanto, as questões económicas e o progresso tecnológico mantêm o seu peso na actualidade, mas inserindo-se num outro contexto, isto é, no contexto da sustentabilidade. O progresso tecnológico, por exemplo, pode ser adaptado, para que este contribua para um desenvolvimento sustentado. A busca pela sustentabilidade traduz-se na busca da satisfação das necessidades actuais, sem que esse processo ponha em risco os recursos existentes, comprometendo as gerações futuras.

O *relatório Brundtland* publicado em 1987 pela Comissão Mundial sobre Meio Ambiente e Desenvolvimento, uma comissão criada pela ONU, definia claramente esse conceito há já mais de 20 anos. Nesse documento o desenvolvimento sustentável é concebido como “o desenvolvimento que satisfaz as necessidades presentes, sem comprometer a capacidade das gerações futuras de suprir suas próprias necessidades” (WCDE, 1987). No mesmo documento é também referido que uma acção pode ser considerada sustentável, se tiver em vista o economicamente viável, o socialmente justo e o culturalmente aceite.

Neste contexto, é legítimo falar-se de reabilitação na construção, sendo ela própria uma forma de sustentabilidade. A reabilitação tende a diminuir os diversos custos da construção, não só os custos económicos, mas igualmente os seus custos ambientais e sociais. Como exemplo, as sociedades modernas, e nomeadamente a sociedade portuguesa, têm assistido a fenómenos populacionais, como a crescente desertificação dos grandes centros urbanos que acabam por gerar, por sua vez, desequilíbrios

sociais. O papel da reabilitação é fundamental para inverter esta situação e reajustar a organização urbana, criando condições viáveis para a habitação nesses mesmos centros.

Por outro lado, surge igualmente um dos princípios fundamentais da reabilitação, sobre a qual esta surgiu: a questão da preservação do património. Intervenções de reabilitação não só se adequam a um desenvolvimento sustentável, como também se inserem num princípio mais profundo da preservação da história, da cultura e do património de cada sociedade. A reabilitação torna assim possível a preservação do património que é uma expressão da nossa história e cultura, conjugando-a com os princípios orientadores de uma nova sociedade actual e a satisfação das suas necessidades.

É neste contexto, inserido na área da reabilitação, que se espera que este trabalho se adeque a esta importante filosofia da actualidade, sendo um pequeno contributo técnico para a boa prática da reabilitação de edifícios.

## **1.2. OBJECTIVOS DO TRABALHO**

O objectivo primário deste trabalho é o estudo de soluções estruturais para pisos de edifícios tradicionais de alvenaria de pedra, ou seja, construções datadas até ao início do século XX.

Em muitos casos, os pisos existentes neste tipo de edifício, geralmente realizados em madeira, não apresentam as condições necessárias para que seja possível mantê-los. Quer seja pelo seu elevado estado de degradação que não permita a sua recuperação através de técnicas de reforço estrutural, quer seja pela necessidade de uma nova arquitectura, ou por novas necessidades de funcionalidade e conforto, quando se está perante uma eminente substituição de piso, impõe-se uma questão: que tecnologia construtiva adoptar para o novo piso?

Este é o ponto de partida deste trabalho, sendo o seu objectivo propor diversas soluções e estudar cada uma delas, explorando as suas vantagens e desvantagens. Importa compreender não só as implicações que cada solução terá no edifício, analisando a sua compatibilidade e “respeito” pelas técnicas e materiais existentes, mas também estudar de que modo é que as exigências a nível de segurança ou conforto poderão ser cumpridas. Para além desta análise estrutural, funcional e de compatibilidade, o objectivo do trabalho passa ainda por uma análise económica de forma a permitir a comparação entre os custos associados a cada uma das soluções propostas.

## **1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO**

Este trabalho está organizado em diferentes partes, dividindo-se em 5 capítulos distintos.

Após o capítulo de introdução, seguem-se dois capítulos preliminares de contextualização. No capítulo 2 expõem-se alguns princípios da reabilitação, descrevendo-se a forma como este trabalho se enquadra nestes e a sua contribuição para uma melhor prática de recuperação do edificado.

No capítulo 3, pretende-se fazer uma caracterização breve dos edifícios em causa, ou seja, os edifícios tradicionais de alvenaria de pedra existentes, essencialmente nos centros urbanos históricos, nomeadamente no centro histórico do Porto.

No capítulo 4, são apresentadas diversas soluções baseadas em diferentes materiais e tecnologias construtivas, analisando-se todos os aspectos anteriormente referidos.

Finalmente, no capítulo 5 emitem-se as conclusões finais deste trabalho e recomendações para trabalhos futuros.

# 2

## A REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS

### 2.1. PRINCÍPIOS E HISTÓRIA DA REABILITAÇÃO

#### 2.1.1. ORIGEM DA REABILITAÇÃO

A noção de património histórico e a necessidade da sua conservação foram desprezadas ao longo de séculos, sendo recente a relevância destes conceitos na sociedade. Excepto em casos pontuais de algumas culturas ou através de personalidades mais iluminadas, a maioria das sociedades parecia querer impor os marcos da sua cultura e época, em detrimento do respeito pelo seu passado e da preservação do legado de culturas anteriores. Exemplo disso são igrejas construídas por cima das fundações de outra igreja de uma época anterior, uma atitude que poderá ter as suas justificações, mas aponta para uma noção de património diferente da actualidade. Mais demonstrativo desta atitude serão as modificações que certas igrejas antigas têm vindo a sofrer ao longo dos séculos, cada uma claramente tentando impor o estilo arquitectónico que vigorava na época correspondente. De facto, a reabilitação impunha-se apenas como necessidade de reparar algo que deixou de exercer as funções para que foi concebido (Luso *et al*, 2009).

As práticas de reabilitação e conservação apenas surgiram de uma forma sistemática por volta do século XIX. Inicialmente essas actividades surgiram no contexto do restauro de monumentos e edifícios históricos, grande parte destruídos em guerras. O arquitecto francês Eugène Viollet-le-Duc é considerado um dos primeiros teóricos da preservação do património histórico, tendo realizado várias obras de restauração, essencialmente em catedrais e castelos medievais.

No entanto, Viollet-le-Duc estava ainda muito longe dos actuais conceitos de preservação de património. De facto, este arquitecto foi criticado por outros, por se basear numa filosofia revivalista de construção, em que a restauração de um edifício poderia resultar em algo que poderia nunca ter existido antes. A ideia de Viollet-le-Duc era a de destruição de todos os acrescentos de épocas anteriores de modo a restituir cientificamente o original (Luso *et al*, 2009). Um crítico de arte, John Ruskin, um dos seus maiores opositores, contrapunha que essa atitude era uma “destruição de vestígios históricos, acompanhada de uma falsa descrição desses vestígios” (Jokilehto, 2002).

A discussão sobre estas duas filosofias foi continuada por outros pensadores que variavam entre a reabilitação defendida por Ruskin e a reconstrução de Viollet-le-Duc. As bases para as noções actuais surgiram com as teorias de restauro italianas dos finais do século XIX e inícios do século XX, personificado pelo arquitecto Camillo Boito que defendia intervenções de nível intermédio, entre as duas tendências (Jokilehto, 2002). Boito introduziu diversos conceitos, como aquele que defendia que as técnicas e materiais usadas numa intervenção deviam ser distinguíveis (Boito, 1883).

### 2.2.2. CARTAS DE ATENAS E VENEZA

As primeiras directrizes internacionais sobre reabilitação surgiram após o 1º Congresso Internacional de Architectos e Técnicos de Monumentos Históricos, realizado em Atenas em 1931, cujas conclusões ficaram registadas num documento que ficou conhecido como Carta de Atenas. A conferência e as suas conclusões evidenciavam a importância do património histórico e a necessidade da sua preservação. Apontava que era necessário criarem-se instrumentos e directivas adequadas para esse efeito.

Na Carta de Atenas (1931) era referido que no caso de necessidade de restauro na ocorrência de destruição, recomendava-se “o respeito pela obra histórica ou artística do passado, sem proscrever o estilo de nenhuma época”. Para além disso, aprovavam um “emprego judicioso de todos os recursos da técnica moderna, especialmente do betão armado” e ainda que esses meios de reforço deveriam ser dissimulados, mas sempre reconhecíveis entre os materiais originais. Estas indicações afastavam claramente as teorias de revivalismo e reconstruções a partir do inexistente.

Na segunda edição do mesmo congresso, realizada em 1964 em Veneza, foi emitido igualmente um documento designada por Carta de Veneza (1964). Neste documento, a noção de património restrita aos monumentos históricos, presente na anterior carta, é alargada aos “sítios urbanos ou rurais que são testemunho de uma civilização particular ou acontecimento histórico”. Esta noção estendia-se “não somente às grandes criações, mas também às obras modestas que adquiram com o tempo um significado cultural”.

Para além do alargamento do conceito de património, a Carta de Veneza vem reforçar as directrizes preconizadas pela Carta de Atenas, reprovando as reconstituições hipotéticas e aconselhando que trabalhos complementares que se revelem necessários deverão possuir a marca do tempo actual.

Por outro lado, aprova ainda o uso de técnicas modernas de conservação e construção para a consolidação de um monumento, quando as técnicas tradicionais se revelarem inadequadas e desde que a sua eficácia tenha sido comprovada por dados científicos.

Estas cartas foram fundamentais para a prática de reabilitação tal como a conhecemos hoje, esclarecendo os principais princípios que deverão estar por detrás das suas acções.

### 2.1.3. CARTA DE CRACÓVIA E RECOMENDAÇÕES DA ICOMOS

Actualmente as questões sobre reabilitação continuam a ser debatidas na comunidade científica, nomeadamente em conferências internacionais.

Verificou-se que, talvez pela percepção do ritmo de mudança da sociedade actual, o património histórico é uma noção bastante mais complexa, podendo levar a diferentes interpretações em tempos ou culturas diferentes. Esta ideia está presente, por exemplo, na Carta de “Cracóvia 2000”, emitida após a conferência realizada nesse ano em Cracóvia. Esta Carta remete para cada comunidade a responsabilidade da identificação e gestão do seu património, referindo que este não pode ser definido de modo unívoco e estável. Apenas se pode indicar a direcção na qual este deve ser identificado.

Outras directrizes sobre a actividade da reabilitação, nomeadamente no restauro de estruturas, estão presentes nas recomendações emitidas pelo ICOMOS – Comité Científico Internacional para a Análise e Restauro de Estruturas do Património Architectónico. Nestas recomendações estão presentes alguns dos conceitos já referidos. O documento acrescenta que “o valor de cada construção não está apenas nos seus elementos isolados, mas na integridade de todos os seus componentes como um produto único da tecnologia de construção específica do seu tempo e do seu local” (ICOMOS, 2004). Esta



noção de respeito pelo valor das técnicas e materiais associados a cada construção implica a desaprovação de obras em que se destruam as estruturas internas dos edifícios, mantendo-se apenas as fachadas.

Por outro lado, aponta que os níveis de segurança impostos para novas construções se afiguram excessivos, se não impossíveis, quando aplicados a obras de reabilitação, recomendando a aplicação de outros métodos, desde que adequadamente justificados (ICOMOS, 2000).

O Comité faz ainda mais recomendações acerca do recurso a novas tecnologias ou materiais. Refere que “a escolha entre técnicas tradicionais e inovadoras deve ser feita caso a caso”, preferindo-se técnicas menos invasivas e medidas reversíveis. Caso estas não sejam totalmente reversíveis, no mínimo, as intervenções não devem comprometer intervenções posteriores. As recomendações vão ainda mais longe, indicando que a reparação deve ser preferível à substituição.

Para finalizar, o próprio documento refere a importância destes conceitos e recomendações, pois a sua ausência e definição clara pode levar a ambiguidades e decisões arbitrárias. No entanto, uma certa subjectividade há-de sempre estar presente nestas questões. Por essa razão, existem actualmente posições mais ou menos conservadoras que poderão levar a diferentes tipos de intervenção. Afinal, o confronto entre Viollet-le-Duc e Ruskin, entre modernismo e conservadorismo, parece ainda persistir.

## **2.2. A REABILITAÇÃO EM PORTUGAL**

### **2.2.1. O PANORAMA PORTUGUÊS**

A reabilitação de edifícios em Portugal tem sido descurada nos últimos anos, apesar dos últimos sinais que contrariam essa tendência. Efectivamente, o caso português continua ainda a ser uma excepção no panorama europeu, conclusão que facilmente se pode depreender quando se analisam os últimos dados estatísticos sobre a construção no país e na Europa.

Após a entrada de Portugal na União Europeia, o crescimento do sector da construção acentuou-se devido principalmente à conjuntura que na altura se vivia e à necessidade de novos empreendimentos nas várias áreas da construção civil. A construção em Portugal baseava-se em grande parte na construção de edifícios residenciais e obras de engenharia, acompanhando essa necessidade que em Portugal se sentia de tentar acompanhar o resto da Europa. Este panorama foi-se alterando à medida que as infra-estruturas iam sendo construídas e as necessidades de habitação iam sendo colmatadas, e a par de uma crise que envolveu, não só o sector da construção, como toda a economia a nível nacional e internacional.

Em 2002, a reabilitação de edifícios representava apenas 6% da produção total no sector da construção (Paiva *et al*, 2006). Este valor não tinha vindo a sofrer grandes alterações ao longo de anos anteriores e colocava Portugal como o país que menos reabilitava e mais promovia a construção nova (figura 2.1). Contudo, esse valor poderá não corresponder à realidade, por contabilizar apenas obras licenciadas. Considerando a suspeita de que grande parte das obras de reabilitação se realiza num âmbito informal, ou seja, sem licenciamento, o valor real da percentagem dessa área no sector poderá ser de facto maior.

Dados de 2005 do Euroconstruct apontam para um peso da reabilitação de edifícios de 23%, representando uma subida e uma nova tendência no sector. Apesar deste indicador, o que foi anteriormente referido mantém-se: os valores do mercado português continuam muito inferiores à média europeia, apesar deste crescimento na área da reabilitação (figura 2.2). Adicionalmente, esta subida pode tanto dever-se a um crescimento real de obras de reabilitação, como a uma maior inclusão

de obras que anteriormente poderiam não ser contabilizadas, ou seja, obras não licenciadas, tal como foi referido.

Ao analisar o gráfico da figura 2.2, os países em que, tal como em Portugal, a reabilitação de edifícios apresenta um peso reduzido no sector da construção civil, são três países do Leste da Europa (República Checa, Eslováquia e Hungria), para além da Irlanda. Por seu lado, países considerados mais fortes (como a França, Reino Unido, Alemanha e Itália) apresentam valores acima ou próximos da média europeia. Esta análise poderá levar à conclusão que em países com classes médias com menor poder de compra, existe uma menor disponibilidade para investir na melhoria da qualidade das habitações.

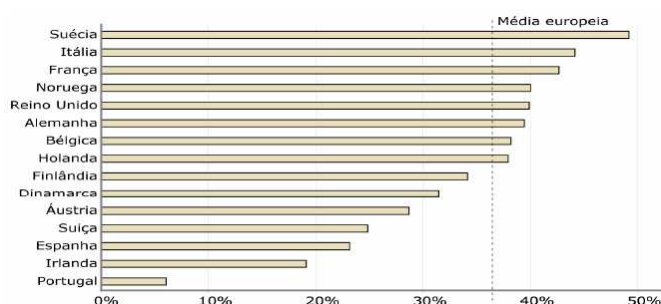


Fig. 2.1 – Peso das obras reabilitação na produtividade total da construção em 2002 (Euroconstrut, 2003).

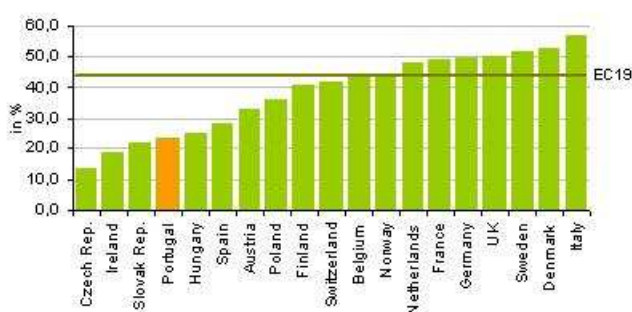


Fig. 2.2 – Peso das obras reabilitação na produtividade total da construção em 2005 (Euroconstrut, 2005).

Outros factores para o reduzido peso da reabilitação em Portugal podem ser referidos, nomeadamente os apontados por (Appleton, 2006).

Um deles é o relativo início tardio da prática alargada da reabilitação em Portugal, apesar de o conceito de reabilitação de monumentos e património classificado existir há muitos anos. Embora tenha surgido na Europa por volta dos anos 60, materializada pela já referida Carta de Veneza em 1964, o conceito mais vasto de reabilitação só se começou a discutir em Portugal por volta dos anos 80. Relembre-se, por exemplo, que o primeiro encontro sobre conservação e reabilitação (ENCORE) organizado pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) foi realizado apenas em 1985.

A falta de formação de técnicos contribui igualmente para esta situação, apenas surgindo nos últimos anos uma crescente aposta nesta área por parte de algumas universidades e instituições. São estes

factores, aliados a um mercado mal preparado e orientado para a nova construção que fazem com que a prática da reabilitação em Portugal seja reduzida.

No entanto, têm-se desenvolvido esforços no sentido de contrariar essa situação. A realização de encontros sobre reabilitação, como por exemplo o Patorreb – Encontro sobre Patologia e Reabilitação de Edifícios, cuja 3ª edição teve lugar em 2009 na FEUP, ou a formação de técnicos através de cursos leccionados em algumas instituições no país, têm contribuído nesse sentido.

Por outro lado a experiência adquirida em casos de sucesso de gestão urbana e reabilitação de centros históricos tem contribuído para o aumento do conhecimento na área. Exemplos disso são as reabilitações dos centros de Évora e Guimarães cujas lições aprendidas no processo da sua recuperação são para reter.

### **2.2.2. A NECESSIDADE DE REABILITAR**

Na introdução deste trabalho já se relacionou a reabilitação com sustentabilidade. A reabilitação faz parte do processo de um desenvolvimento sustentável, cuja importância é inegável. Por outro lado, já se fez igualmente referência à importância da preservação do património histórico

Cruzando esses conceitos com a situação portuguesa, percebe-se que reabilitar não é só uma mera estratégia a seguir, mas quase uma necessidade. Não só porque as conjecturas actuais do mercado imobiliário assim o apontam, mas também, e acima de tudo, porque a reabilitação de edifícios, nomeadamente edifícios habitacionais dos centros urbanos, pode ser a resposta para a revitalização desses mesmos centros. A questão ultrapassa até a mera prática de recuperação de património classificado e monumentos. A revitalização dos centros urbanos em geral poderá ser importante não só em termos de revitalização urbana e social, mas também de revitalização económica, na medida em que têm conseguido alterar os fluxos turísticos e as dinâmicas do mercado urbano e de lazeres.

## **2.3. REABILITAÇÃO DE PISOS**

### **2.3.1. INTRODUÇÃO**

Neste subcapítulo pretende-se explorar o caso concreto da reabilitação de pisos de edifícios antigos.

É importante perceber-se os vários factores que se relacionam com este assunto, pois poder-se-á pensar que a substituição de pisos contraria os princípios da reabilitação apresentados no início deste capítulo. Na verdade, a filosofia que se deverá adoptar vai no sentido de conservar o património existente. O reforço de elementos estruturais ou a substituição de alguns elementos deverá ser sempre preferencial à substituição total ou parcial das estruturas existentes. No entanto, nem sempre é possível seguir essa via, por diversas razões que irão ser apresentadas neste subcapítulo. Como se verá, a decisão entre reforço ou substituição constituirá num balanço de vários factores.

### **2.3.2. DANOS EM PISOS TRADICIONAIS DE MADEIRA**

Como irá ser descrito com mais pormenor no capítulo 3 deste trabalho, a maioria dos pisos em edifícios antigos de alvenaria de pedra são constituídos por vigas de madeira e tábuas de soalho. Estes pisos, como qualquer elemento de um edifício antigo, poderá apresentar desgaste resultante de anos de uso e danos devido a agentes de deterioração ou devido às próprias características do material.

(Ilharco, 2008) refere os principais danos em pisos de madeira, dividindo-os em quatro grupos:

- Danos devido a defeitos ou anomalias relacionados com o material, nomeadamente a existência de nós, fendas, ou empenos devido a processos de secagem incompletos;
- Danos relacionados com o ataque de agentes bióticos, tais como fungos ou insectos;
- Danos devido a agentes atmosféricos, especialmente a acção da água e ciclos de molhagem/secagem;
- Danos devido à má concepção ou construção inicial ou posteriores alterações mal executadas.

Estas são, segundo o autor, as principais causas de danos que podem mesmo culminar na rotura de um pavimento. No entanto, a rotura completa dos pisos de madeira raramente ocorre, mesmo apresentando um grande nível de degradação.

Na verdade, a madeira constitui um material muito durável. As causas da sua degradação são devido a agentes que a degradam com o tempo e que estão muitas vezes associados à falta de manutenção de outros elementos que não o piso. (Appleton, 2006) refere que anomalias em caixilharias ou coberturas fazem com que estes elementos deixem de exercer a sua função protectora, permitindo a infiltração de água. A presença de água é muito perniciosa para a madeira, pois para além desta ser susceptível aos ciclos de molhagem/secagem, a água favorece o aparecimento de fungos ou insectos, como o caruncho (figura 2.3).

Os pisos de madeira poderão também apresentar elevados estados de degradação pela acção de outros agentes, como por exemplo o fogo (figura 2.4).



Fig. 2.3 – Presença de ataques de insectos em elemento de madeira (Ilharco, 2008).



Fig. 2.4 – Degradação da estrutura de um edifício antigo por acção do fogo (Ribeiro *et al*, 2009).

### 2.3.3. INSPECÇÃO E DIAGNÓSTICO DE PISOS

Antes de qualquer intervenção num edifício, deverá proceder-se à sua inspecção, caracterização e diagnóstico, preferencialmente, através de técnicas não destrutivas e que sejam pouco invasivas. Quanto mais aprofundado for o estudo das condições do edifício, maior será o conhecimento do edifício e melhor sustentadas serão as decisões relacionadas com o nível de intervenção a realizar.

De entre um conjunto de ensaios não destrutivos, pode-se distinguir ensaios *in situ* de ensaios em laboratório, sendo os primeiros realizados no próprio local e os segundos realizados em laboratório com amostras retiradas do edifício.

Sucintamente, poderá referir-se alguns ensaios não destrutivos *in situ* aplicados a pisos de madeira, que vão desde instrumentos mais simples, como o martelo (para a detecção qualitativa da degradação da madeira) ou o higrómetro (para medir o teor de humidade da madeira), até aparelhos mais complexos como o *resistograph* ou o *Pilodyn* (permitem avaliar algumas características da madeira através de correlações). O *resistograph* (figura 2.5) relaciona a energia dispendida na penetração de uma agulha com a resistência da madeira à perfuração, enquanto o *Pilodyn* (figura 2.6) permite conhecer alguns parâmetros, como a massa volúmica, através de correlações como a dureza superficial da madeira. Existem também ensaios de carga que podem ser realizados *in situ*. Quanto aos ensaios em laboratório que se possam considerar não destrutivos, correspondem sobretudo a análises de pequenas amostras para a determinação da espécie da madeira.



Fig. 2.5 – Utilização do *resistograph* para avaliação da integridade de viga de madeira (Ilharco, 2008).



Fig. 2.6 – Instrumento de medição *Pilodyn* (Ilharco, 2008).

Quanto a ensaios semi-destrutivos ou destrutivos, estes constituem essencialmente em ensaios de provetes de tamanho reduzido ou provetes de tamanho real ensaiados em laboratório, para a determinação das características mecânicas rigidez e resistência.

Estes ensaios referidos são apenas alguns exemplos de métodos que podem vir a ser aplicados na inspecção de pisos de madeira. A informação recolhida através destes serve para caracterizar o estado de degradação do pavimento e identificar patologias e as suas possíveis causas.

#### 2.3.4. TÉCNICAS DE REFORÇO DE PISOS

A nível de intervenção estrutural existem várias técnicas de reforço possíveis de se aplicarem a pisos de madeira. A aplicação destas técnicas tem como principais objectivos a correcção do comportamento dos pisos, para que estes cumpram os requisitos de segurança e de serviço. Neste ponto pretende-se apenas resumir o tipo de técnicas existentes, mencionando-se alguns exemplos.

Estas técnicas poderão envolver a introdução de novos elementos, de madeira ou outros materiais, como por exemplo o aço, como solução de reforço ou substituição parcial de elementos. A título de exemplo refere-se a introdução de vigas de madeira ou metal para a resolução da excessiva deformação dos pisos, dividindo o vão das vigas existentes (figuras 2.7 e 2.8). A introdução de vigas poderá fazer igualmente pela intercalação de novas vigas entre as vigas existentes. Outra técnica com vista a resolução desse problema é colocação, por exemplo, de chapas metálicas ao longo das vigas.



Fig. 2.7 – Esquema de piso reforçada com viga adicional de madeira (Baião, Appleton, 1994).



Fig. 2.8 – Viga de reforço a dividir o vão das existentes (Ilharco, 2008).

Outras técnicas são aplicadas, por exemplo, para a resolução de situações em que vigas apresentam uma elevada degradação junto aos apoios. Nesses casos é frequente proceder-se à substituição parcial da viga, através da introdução de “próteses” em madeira ou outros materiais compatíveis com a madeira (figura 2.9).

Existem igualmente técnicas de reforço global, como por exemplo, a aplicação faixas de FRP (*Fiber Reinforced Polymer*) (figura 2.10) ou chapas metálicas sobre o soalho existente, com a colocação de um novo soalho, para a rigidificação do piso no próprio plano.

Estes são apenas alguns exemplos que pretendem ilustrar as inúmeras técnicas que podem ser aplicadas a pisos de madeira.

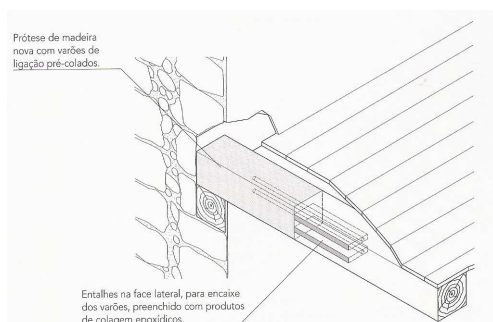


Fig. 2.9 – Substituição de parte de viga por uma nova peça de madeira (Cóias, 2007).

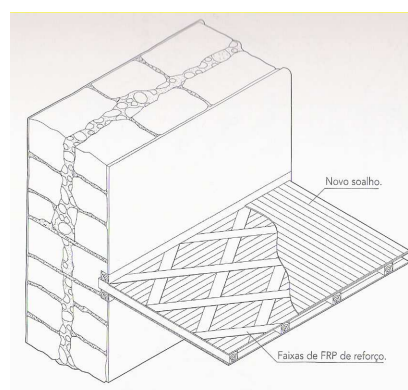


Fig. 2.10 – Reforço do piso com faixas de FRP (Cóias, 2007).

### 2.3.5. PORQUÊ A SUBSTITUIÇÃO DE PISOS?

Após a inspecção e o levantamento pormenorizado do edifício, a fase seguinte envolve a concepção e o projecto da intervenção a realizar. Nesta concepção é necessário pesar os diversos factores em jogo e decidir qual a melhor estratégia a seguir. A propósito deste assunto, (Cóias, 2007) refere que numa construção nova, “a concepção estrutural pode ser definida como a arte do compromisso entre a segurança, a economia e a estética”, mas que numa intervenção de reabilitação que possa envolver algum valor de património cultural, “entra em jogo uma quarta exigência que é a de respeitar os princípios da teoria da conservação”.

A elaboração de um projecto de intervenção pode envolver a decisão entre o reforço estrutural e a substituição, no que se refere ao nível dos pisos. Essa decisão deve constituir precisamente na ponderação dos referidos factores. Frequentemente, existe também um balanço entre o custo e o benefício que cada intervenção acarreta. Esta questão torna-se mais clara quando se está, por exemplo, perante um edifício que é classificado como património arquitectónico. Nessa situação, os custos acrescidos que eventualmente a manutenção de elementos poderá envolver, são justificados pela conservação do património constituído por esses mesmos elementos. Por outro lado, num edifício não classificado, esses custos poderão não justificar a salvaguarda de certos elementos que não possuem, à partida, um valor tão acrescido.

Para além da questão de custos versus benefício, existe a questão da inviabilidade de técnicas de reforço. A degradação de um piso poderá ser tal que resulte impraticável a aplicação de qualquer técnica de reforço, sendo a sua substituição inevitável. A figura 2.4 constitui um exemplo em que o elevado estado de degradação do piso levou à decisão da sua substituição.

Por outro lado, a questão da escolha entre reforço e substituição poderá envolver factores que poderão ultrapassar o âmbito da simples reabilitação funcional. As transformações a nível do uso do espaço ou as necessidades actuais em termos de tipologia de habitação são exemplos que podem justificar a necessidade da alteração da arquitectura do edifício. Nestes casos a manutenção dos pisos poderá não ser possível.





# 3

## **CARACTERIZAÇÃO CONSTRUTIVA DE EDIFÍCIOS ANTIGOS EM PORTUGAL**

### **3.1. INTRODUÇÃO**

Uma vez que este trabalho incide em edifícios antigos em Portugal, é importante caracteriza-los na sua generalidade, identificando os seus aspectos construtivos mais relevantes e comuns. Perceber o funcionamento de um edifício antigo é fundamental para a resolução de patologias e para a realização de obras de reabilitação e requalificação. Concretamente para este trabalho é importante estudar, não só as soluções que eram correntemente adoptadas para pisos neste tipo de edifícios, de modo a compreender um modelo possível de intervenção, como também é igualmente importante perceber o modo de funcionamento da restante estrutura. As soluções consideradas terão de ter em conta o funcionamento global do edifício e em que medida é que determinada solução poderá influenciar o seu comportamento.

Apesar de muitos edifícios apresentarem características semelhantes, é necessário referir que cada edifício é um caso único, não só por poder apresentar características construtivas diferentes das soluções mais comuns, mas também por poder ter sido alvo de obras posteriores levando a alterações mais ou menos importantes. A alteração do uso ou da arquitectura dos espaços, o reforço estrutural, ou a requalificação dos edifícios, são exemplos de intervenções que introduzem modificações das soluções e materiais originais. (Oliveira, Galhano, 2003) refere a dificuldade de se conseguir uma classificação completa das casas nos centros urbanos devido, não só à variedade de técnicas e cruzamento de culturas, como também devido a factores de invenção pessoal.

Um aspecto a apontar quanto a edifícios antigos será o facto de a sua degradação, bastante avançada em muitos casos, devido ao seu abandono ou falta de manutenção, provocar também a alteração do funcionamento dos seus elementos.

Neste capítulo, foca-se sobretudo os edifícios urbanos de vários andares, com particular interesse os edifícios da cidade do Porto, cuja descrição é apresentada também neste capítulo. No entanto, é de referir que certo tipo de edifícios existe também noutras cidades e que diversos elementos construtivos são comuns mesmo em casas ou palacetes rurais. O caso de Lisboa, nomeadamente os edifícios pombalinos, embora não sejam alvo de estudo deste trabalho, são referidos sucintamente neste capítulo.

### **3.2. CARACTERIZAÇÃO CONSTRUTIVA DE EDIFÍCIOS ANTIGOS**

#### **3.2.1. GENERALIDADES**

Neste subcapítulo pretende-se caracterizar os edifícios antigos existentes nos grandes centros urbanos a nível construtivo e sobretudo a nível estrutural, descrevendo os seus elementos mais relevantes. Já foi referido no subcapítulo anterior como é difícil a tarefa de tipificar e caracterizar os edifícios antigos, no entanto apresenta-se neste subcapítulo o conjunto de características que são comuns neste tipo de edifícios.

Geralmente, entende-se por edifícios antigos aqueles que foram construídos até ao advento do betão armado por volta de meados do século XX. Desde séculos atrás, as tecnologias construtivas se vinham mantendo sobre uma linha contínua, sofrendo evoluções, mas conservando as matrizes originais. Muitos edifícios têm a sua origem há mais de um ou dois séculos, tendo sofrido alterações ao longo dos tempos devido a reforços ou reconstruções, espelhando as novas soluções tipicamente adoptadas para a época de cada uma dessas intervenções.

Poderá afirmar-se que os principais materiais utilizados para a realização da estrutura destes edifícios eram a pedra e a madeira: pedra na alvenaria das paredes resistentes, e a madeira nos pisos e, em geral, nas paredes divisórias.

#### **3.2.2. VERTICALIDADE VERSUS HORIZONTALIDADE**

Segundo (Oliveira, Galhano, 2003), existe um tipo de classificação que se poderá aplicar aos edifícios tipicamente urbanos que assenta em dois conceitos básicos de arquitectura: a verticalidade e a horizontalidade. O primeiro tipo é constituído por edifícios estreitos e altos, ou seja, edifícios esguios do tipo vertical, com um número variável de andares que pode ir de dois a quatro andares, com a possibilidade de possuir acréscimos (figuras 3.1 e 3.2). Segundo o autor, este tipo de edifícios possui geralmente duas ou três portas, janelas ou varandas de fachada. O segundo tipo de edifícios são caracterizados por serem largos e baixos, de dois andares – rés-do-chão e um primeiro andar nobre – assentando, portanto, no conceito de horizontalidade. Este tipo de edifícios apresenta-se com a figura típica de palácios, possuindo numerosas portas, janelas e varandas de fachada.

Para além disso, o mesmo autor refere ainda que perante esta classificação também se pode associar a classe social a que cada tipo de edifício está normalmente relacionado. Enquanto as casas horizontais pertenciam a uma classe social de maior nível, provavelmente nobre, cujas casas representavam o seu estatuto social e transmitiam a afirmação do seu poder, as casas esguias e altas pertenciam sobretudo à classe burguesa. De facto, nestas últimas, era comum o rés-do-chão ser usado para as actividades comerciais de uma determinada família, enquanto os pisos cimeiros estavam destinados à habitação, atribuindo ao edifício dupla função de residência urbana e estabelecimento comercial. Este aspecto pode ser verificado tendo em atenção, por exemplo, a existência frequente de duas portas: uma larga de acesso à loja e outra mais estreita para acesso à residência.

Na cidade do Porto, apesar de toda a variedade de formas, estilos e alturas dos edifícios espalhados pelas várias ruas da cidade antiga, esta dualidade de tipo de casa está bem presente. Segundo (Oliveira, Galhano, 2003), os palácios do Porto apresentam a forma comum europeia deste estilo de edifício, mas apresenta nos seus pormenores uma transposição do solar urbano nortenho. Quanto ao edifício vertical, alto e esguio, este é também muito comum por toda a Europa, reflectindo, como referido, a classe burguesa, sendo igualmente comum também por todo o país, especialmente no Norte.

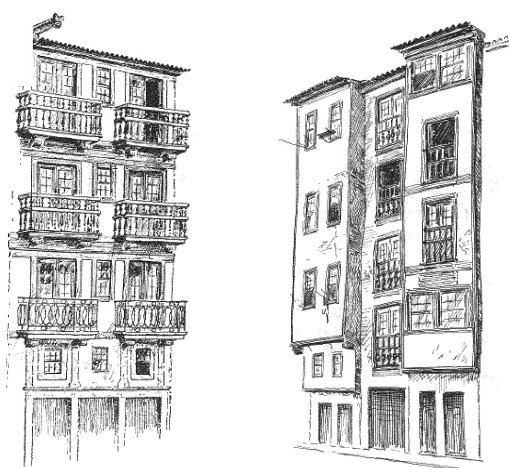


Fig. 3.1 – Exemplos de edifícios antigos altos e esguios do Porto (Oliveira, Galhano, 2003).



Fig. 3.2 – Exemplo de edifício antigo alto e esguio no Largo S. Domingos, Porto (Ilharco *et al*, 2007).

Na cidade do Porto, sobretudo no seu centro, existe um elevado número de casas deste tipo, sendo muito mais raro a existência de palácios. As ruas estreitas limitadas por todos estes edifícios burgueses, na ausência de casas horizontais ou até de edifícios largos com um elevado número de pisos constituindo uma solução de fusão entre os dois tipos constitui a grande particularidade e originalidade do caso do Porto.

Quanto à arquitectura poderá afirmar-se que o caso mais típico se traduz numa planta semelhante à da figura 3.3 (correspondente ao edifício da figura 3.2) em que a caixa de escadas surge no centro do edifício, dividindo-o em dois espaços: frente e traseiras. No entanto, como foi referido, existem muitas variações em relação aos casos típicos, como o exemplo edifício da figura 3.4 que apresenta uma planta em forma de “L”.

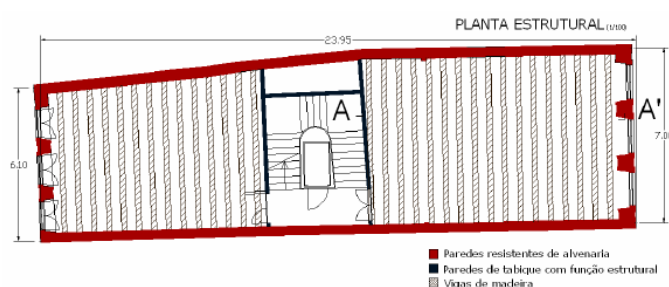


Fig. 3.3 – Planta de edifício no Largo S. Domingos, Porto (Ilharco *et al*, 2007).

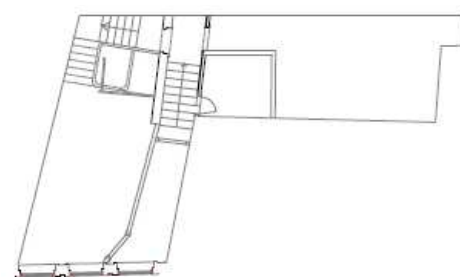


Fig. 3.4 – Planta de edifício na Rua dos Lóios (Costa *et al*, 2007).

### 3.2.3. FUNDAÇÕES

As fundações constituem na maioria dos casos prolongamentos das paredes ou pilares, constituindo sapatas contínuas ou isoladas, respectivamente. O prolongamento da parede de alvenaria como fundação surge com a existência de uma sobrelargura (figura 3.5), para que com uma maior área de contacto com o solo se criem menores tensões instaladas neste. É frequente encontrarem-se fundações

cuja qualidade da alvenaria utilizada é mais pobre que a da parede, o que se pode justificar com o facto da fundação constituir um elemento de transição entre um elemento resistente – a parede – e um elemento menos resistente – o solo da fundação (Appleton, 2003).

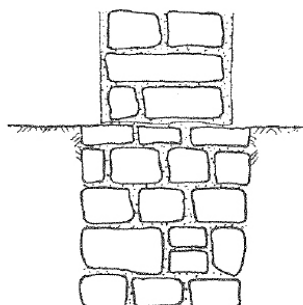


Fig. 3.5 – Representação esquemática de fundação simples de alvenaria de pedra (Pinho, 2000).

O mesmo autor, (Appleton, 2003), refere também que existem outras soluções adoptadas quando o solo firme de fundação não se encontra à superfície, embora nos casos do Porto e Lisboa é frequente a existência de solos bastante resistentes de granito ou calcário. A primeira solução passa pela execução de uma cave que facilite a escavação até cotas inferiores onde se localize o terreno firme, e a realização de fundações directas como descritas anteriormente.

Uma segunda solução, consiste na execução de poços pontuais, distanciados de 3 em 3 m, por exemplo, com profundidade tal que atinja o solo resistente. Esses poços de forma quadrangular são depois preenchidos com alvenaria resistente e encimados por arcos de alvenaria de pedra ou tijolo, dos quais partem as paredes resistentes. Finalmente uma terceira solução apontada é o apoio através da cravação de estacas de madeira.

#### 3.2.4. PAREDES RESISTENTES

As paredes resistentes, no sentido em que desempenham um papel estrutural importante, nomeadamente na transmissão das cargas verticais, são constituídas por alvenaria de pedra de grandes dimensões. Os vários elementos de alvenaria de pedra podem ou não estar ligados através de uma argamassa de ligação. Uma vez que a pedra constitui um material que pouco resiste à tracção, o seu peso e a dimensão das paredes são importantes no correcto desempenho estrutural da parede. Por um lado o peso contribui para um maior somatório de forças estabilizadoras, uma vez que as forças desestabilizadoras são sobretudo horizontais derrubadoras. Por outro lado, a grande largura da parede aumenta a área do núcleo central da secção desta, diminuindo a possibilidade de se instalarem esforços de tracção. Finalmente, aponta-se ainda a função da largura das paredes como de protecção das águas da chuva e do vento e servindo ainda como isolamento térmico (figura 3.6).

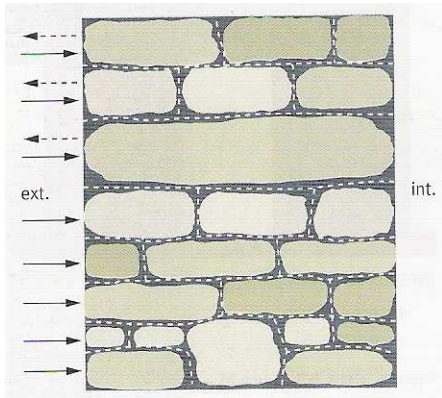


Fig. 3.6 – Modelo de comportamento da parede de alvenaria de pedra em relação à humidade (Appleton, 2003).



Fig. 3.7 – Parede de alvenaria de pano simples em casa na Rua António Carneiro.

Uma característica das paredes de alvenaria em alguns edifícios é a sua variação de espessura ao longo da sua altura. De facto, (Appleton, 2003) aponta uma sistemática redução das espessuras também ao longo do tempo. À medida que as técnicas e o conhecimento tecnológico avançavam, permitia-se uma maior racionalização de materiais e optimização dos sistemas. Por outro lado, refere ainda que entre os séculos XIX e XX esta redução da espessura foi levada mais ao extremo, não propriamente devido a fundamentação científica, mas mais por uma questão económica. Foi neste período que, devido à expansão cada vez mais crescente das cidades e à necessidade do porte dos edifícios, surgiram os conhecidos “gaioleiros”, cuja característica marcante é a variação muito brusca da espessura de paredes ao longo da altura.

Na cidade do Porto, as paredes de fachada e de tardoiz são geralmente de pano duplo, enquanto as paredes de empenas são constituídas apenas por um pano. Estas últimas são geralmente meeiras e comuns ao edifício adjacente. As espessuras de cada pano de parede rondam em geral os 0,24 m, tanto para as paredes de empena como de fachada (figura 3.7). A espessura total das paredes de fachada é cerca de 0,65 m, estando o espaço criado entre os dois panos preenchido com material de enchimento, geralmente pedra com uma mistura de cal e saibro (Ilharco, 2008). A figura 3.8 apresenta esquemas construtivos que ilustram a constituição das paredes.

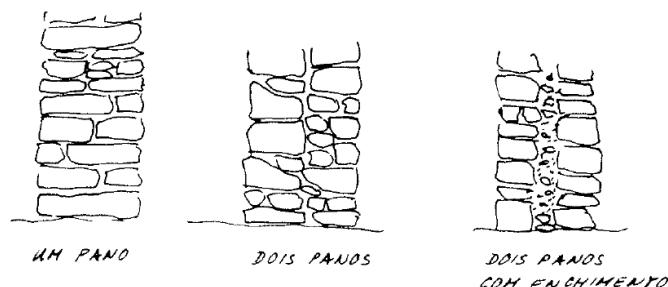


Fig. 3.8 – Esquemas construtivos de paredes de alvenaria simples ou de dois panos (Mascarenhas, 2003).

Finalmente, será necessário mencionar a título de referência as paredes de edifícios construídos na época pombalina, após o grande terramoto de 1755. Estas paredes eram construídas em alvenaria de pedra, mas complementadas por uma estrutura de madeira. Esta estrutura, formada por elementos de madeira verticais, horizontais e diagonais dispostas em cruz de Santo André, em conjunto com outros elementos – cobertura, pisos, paredes interiores – devidamente ligados, constituíam uma gaiola cuja função era permanecer íntegra na ocorrência de um sismo, mesmo que a alvenaria se desmoronasse, figura 3.9 (Pinho, 2000).

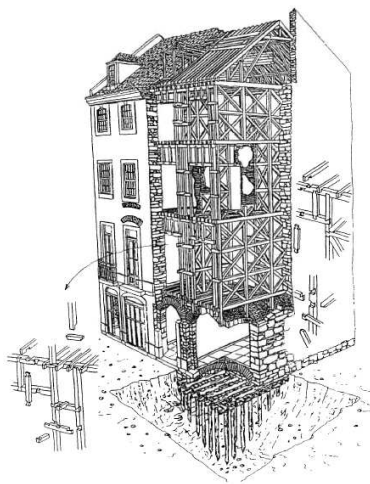


Fig. 3.9 – Exemplo de esquema construtivo de um edifício pombalino (Mascarenhas, 2004).

### 3.2.5. PISOS

#### 3.2.5.1. Elementos construtivos dos pisos

Os pisos em edifícios antigos poucas variações tiveram ao longo dos tempos, sendo constituídos por vigamentos de madeira sobre os quais assenta o soalho. Na parte inferior são geralmente revestidos por um tecto estucado ou de madeira.

O vigamento é constituído por uma série de vigas ou barrote de madeira dispostos paralelamente entre si, posicionados a distâncias variadas entre 0,20 e 0,40 metros, conforme a capacidade de carga para o qual eram previstas. Estas apoiam-se nas paredes que limitam o espaço a que se destinam cobrir. Quando os vãos são elevados é comum verificar a existência de vigas transversais de secção de grandes dimensões. As secções das vigas possuem em geral alturas iguais ou inferiores a 0,20 m, devido à limitação natural das espécies à disposição (Baião, Appleton, 1994).

Quanto ao soalho, também designado por solho, era constituído por um conjunto de tábuas de madeira de espessuras variáveis entre os 2,2 e os 5cm, largura entre os 12 e os 30cm e comprimento que poderia atingir os 10 m (Ilharco, 2008).

De modo a evitar o escorregamento lateral das vigas, é comum existirem peças de madeira, designados por tarugos, assemblados segundo alinhamentos transversais às vigas e bem justos a estas (Pinho, 2000). Para além de impedir a encurvadura das vigas, o tarugamento minimiza possíveis efeitos de deformação durante o período de secagem da madeira (Appleton, 2003).

A figura 3.10 apresenta uma vista inferior de um pavimento de madeira onde é possível identificar os seus elementos constituintes, tais como foram referidos anteriormente: o vigamento, o soalho e os tarugos.

Quando era necessário a existência de aberturas, para caixa de escadas ou chaminé, cujas dimensões ultrapassavam frequentemente a distância entre vigas, era utilizada uma viga secundária sobre a qual apoiavam as vigas que são interrompidas, e que por sua vez apoiavam nas outras vigas que delimitam essa abertura (figura 3.11).



Fig. 3.10 – Pavimento de madeira em edifício na Rua dos Lóios nºs 59, 59, 59B.

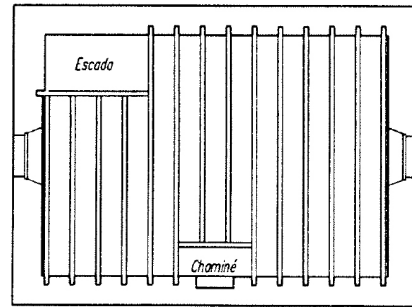


Fig. 3.11 – Esquema estrutural adoptado para um piso com aberturas (Baião, Appleton, 1994).

Em edifícios ou intervenções mais recentes, sensivelmente a partir do século XIX, o recurso a perfis de ferro em I, em vez de vigamentos de madeira, também constituem soluções que podem ser encontradas em alguns edifícios, quer como solução adoptada, quer como medida de reforço.

Outro tipo de alterações relaciona-se com a necessidade de impermeabilização dos pisos, nomeadamente para instalações sanitárias que em épocas anteriores não existiam. Geralmente recorria-se à aplicação de uma camada de betonilha, em argamassa de cimento e areia, com pouco mais de 3 cm de espessura, armada usualmente com rede de galinheiro (Teixeira, Póvoas, 2009). A camada superior era então tratada de forma a torna-la impermeável e reforçada com revestimento final de mosaico hidráulico ou cerâmico.

Finalmente, será necessário fazer referência à existência de pisos de construção mais nobre, cuja solução estrutural consiste em arcos ou abóbadas de alvenaria. Geralmente, estas soluções encontram-se não só perante a existência de vãos de maiores dimensões a vencer, mas sobretudo em tectos de caves, mesmo em edifícios correntes. Nestes últimos casos, o piso está em contacto ou próximo da humidade existente nos solos, o que implica uma situação crítica, uma vez que a madeira é especialmente susceptível à presença da humidade, sendo esta uma das maiores ameaças à sua integridade. Sobre os arcos ou abóbadas surge colocado o piso, que pode consistir num sistema típico de vigamentos de madeira e soalho que assenta directamente nos elementos de alvenaria, ou num preenchimento do espaço da abóbada com entulho, encimada por uma camada de argamassa sobre a qual assenta o soalho. A execução de arcos e abóbadas permite assim a protecção dos pisos de madeira do contacto com a humidade.

### 3.2.5.2. Apoio nas paredes

O apoio das extremidades das vigas nas paredes, também conhecido como entrega, podem ser de vários tipos: embebidas, apoiadas num frechal ou apoiadas num cachorro.

O primeiro sistema consiste no encaixe da extremidade da viga de madeira em aberturas na parede (figura 3.12 (a)). Segundo (Costa, 1955) esta deveria ir até pelo menos 0,20 ou 0,25 m dentro da parede. Quando se está perante uma parede de alvenaria de pedra irregular, o apoio deverá ser feito sobre um bloco de pedra com face superior aparelhada, permitindo uma melhor distribuição de tensões de compressão na alvenaria de pedra (Baião, Appleton, 1994).

Outra opção é a utilização de um frechal, uma peça de madeira coroadando a parede que serve de ligação entre o pavimento e a parede, que deve ser por sua vez ancorado a esta (figura 3.12 (b) e figura 3.12 (a)). O frechal, não só oferecia a possibilidade de uma melhor ligação do pavimento com a parede, como constituía ele mesmo, e em conjunto com o pavimento, um sistema de maior rigidez, importante na transmissão de cargas verticais e horizontais.

Finalmente, o apoio da viga pode ser feito através de cachorro que se destaca na parede. Esta solução tem o inconveniente de introduzir cargas excêntricas na parede, já que as forças verticais são transmitidas fora do núcleo central. Esta solução pode ser realizada em conjunto com o apoio num frechal que por sua vez apoia no cachorro (figura 3.13 (b)).

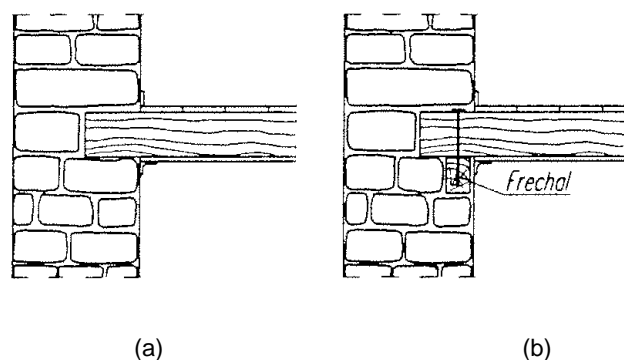


Fig. 3.12 – Apoio da vigas na parede: embebida (a), ou através de frechal (b) (Baião, Appleton, 1994).

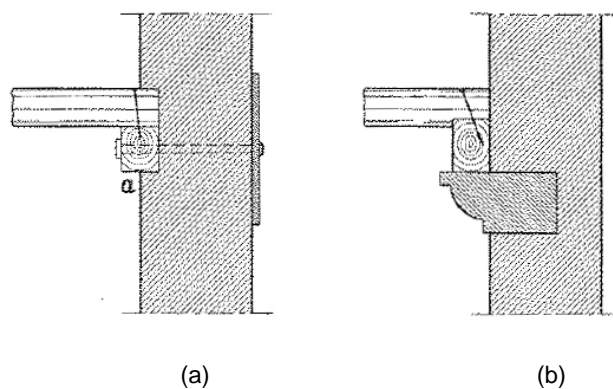


Fig. 3.13 – Apoio da viga em frechal: com frechal ligado à parede (a), ou através de frechal apoiado em cachorro (b) (Pinho, 2000).



Quanto à ligação em termos de acções horizontais entre os pisos e a parede, existem diversos sistemas que se podem encontrar em edifícios antigos, sendo comum, no entanto, esta ligação ser realizada apenas pelo atrito entre as vigas de madeira e os elementos da alvenaria de pedra da parede, constituindo uma solução perigosa em caso de sismo. De facto, em muitos edifícios as soluções de ligação que se verificam foram aplicadas posteriormente à sua construção, como reforço. Geralmente a solução consiste em incorporar-se peças metálicas pregadas às vigas e embebidas nas paredes, mobilizando forças de atrito. Outra solução seria o ferrolho metálico atravessar a parede inteira ancorando-o na sua face exterior. Estas diversas técnicas estão representadas na figura 3.14.

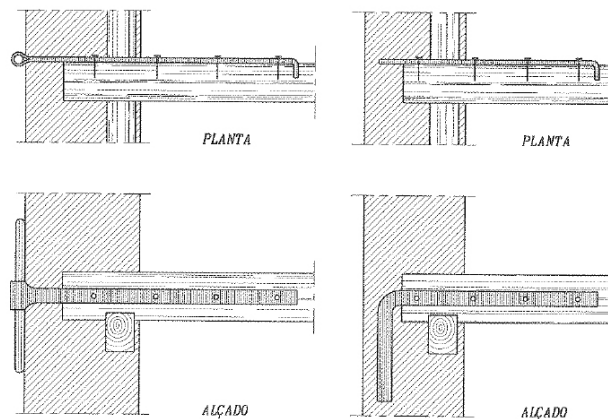


Fig. 3.14 – Ligações entre pisos e paredes através de elementos metálicos (Pinho, 2000).

### 3.2.6. COBERTURAS

Segundo (Appleton, 2003), as coberturas podem apresentar-se inclinadas, em terraço, ou curvas (abóbadas e cúpulas). Esta última solução, mais frequente em arquitectura religiosa do que propriamente em edifícios de habitação, consiste na estrutura que faz a sua forma e em camadas de revestimento. Em coberturas em terraço, geralmente a estrutura é composta também por abóbadas ou arcos, sendo o terraço semelhante à solução apresentada para os pisos térreos em 3.2.5., com enchimento a nivelar a forma da cúpula ou arco, mas sem praticamente nenhum elemento de madeira, devido a problemas de durabilidade.

Estas duas soluções são menos frequentes que a de cobertura inclinada que constitui a grande generalidade dos casos. As coberturas inclinadas apresentam variadas formas, estruturas adoptadas e inclinações. A cobertura poderá ter duas, três ou quatro águas, ou poderá mesmo ser apenas constituída por uma única água orientada segundo a orientação da menor dimensão do edifício, como se verifica em construções mais pobres.

Pela grande variação das formas, as estruturas de madeira de telhados inclinados constituem no seu conjunto uma grande diversidade de soluções. No entanto, o aspecto comum presente nessas soluções é a presença de um elemento estrutural conhecido por asna. Segundo (Lopes, 2007), a asna de madeira, na sua forma mais tradicional, é constituída por pernas, linha, escoras e pendural, como se encontra representado na figura 3.15. Em complemento à asna, existem elementos de travamento, nomeadamente, o frechal, as madres e a fileira, também representadas na referida figura.

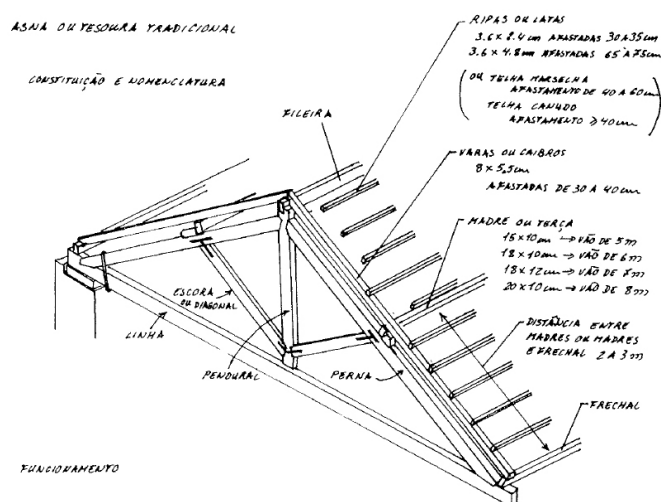


Fig. 3.15 – Asna tradicional apresentada por (Mascarenhas, 2006).

Apesar da variedade de soluções, (Oliveira, Galhano, 2003) refere que até meados do século XIX a maioria das casas do Porto possuía telhados de quatro águas. Em casas estreitas este tipo de telhado não permite o aproveitamento do sótão, por ser demasiado baixo, no entanto surgem inúmeros casos de andares suplementares, executados em variadas formas, o que atribui aos edifícios uma diversidade peculiar nos edifícios do Porto. Segundo o autor, a partir do século XIX é vulgarizado o telhado de duas águas (no sentido frente-traseiras) que permite o aproveitamento do seu vão para sótão, e construções suplementares como clarabóias, trapeiras e mirantes. As clarabóias constituem até um elemento muito característico destes edifícios, que acaba por ser uma consequência da arquitectura típica deste tipo de edifícios. A clarabóia era usada para permitir a entrada de luz natural para a caixa de escadas que se encontrava no centro do edifício (figura 3.16).

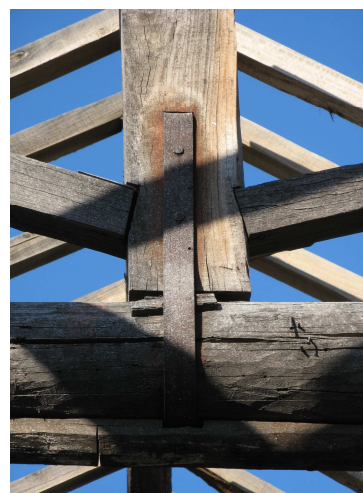


Fig. 3.16 – Asna de cobertura inclinada e pormenor de ligação (casa na Rua António Carneiro).

### 3.2.7. PAREDES DIVISÓRIAS

As paredes divisórias ou paredes de compartimentação são geralmente consideradas não estruturais por não receberem directamente cargas verticais. No entanto, estas paredes têm uma importância bastante relevante na estrutura de edifícios, daí a sua inclusão nesta descrição construtiva. As paredes divisórias ao fazerem a interligação entre pavimentos, paredes e cobertura, podem constituir um elemento no travamento da estrutura a acções horizontais na eventualidade de um sismo.

Para além disso, mesmo que inicialmente estas paredes não recebam cargas, ao longo do tempo as deformações e as alterações das condições iniciais dos vários elementos da estrutura, colocam em contacto estas paredes com alguns desses elementos, passando a lhes transmitir parte das cargas (Appleton, 2003). Por essa razão, a remoção dessas paredes, por vezes justificadas por não serem paredes estruturais, podem condicionar a estrutura no seu global.

De entre os vários tipos de paredes divisórias destacam-se as paredes de tabique, obtidas através da pregagem de fasquiado sobre tábuas colocadas ao alto, sobre o qual é colocado um revestimento em ambas as faces, geralmente argamassa de cal.



# 4

## SOLUÇÕES PARA PISOS EM EDIFÍCIOS DE ALVENARIA DE PEDRA

### 4.1. INTRODUÇÃO

#### 4.1.1. APRESENTAÇÃO DAS SOLUÇÕES ESTUDADAS

Este capítulo constitui uma parte essencial deste trabalho, pois serão aqui apresentadas e estudadas diversas soluções que poderão ser adoptadas para pisos em edifícios antigos de alvenaria de pedra. De entre todas as tecnologias e sistemas que existem actualmente, foram seleccionadas aqueles que se consideraram relevantes para este estudo e com maior viabilidade de aplicações neste tipo de edifícios. Em cada subcapítulo é apresentada uma solução diferente, caracterizando-se o seu sistema funcional, o seu dimensionamento e vários outros critérios que serão listados adiante. Todos estes critérios serão tidos em conta como termo de comparação entre as várias soluções estudadas, sendo esse um dos objectivos principais deste trabalho.

Para cada solução, apresentam-se um ou mais esquemas construtivos, dimensionados de acordo com a regulamentação existente, para três vãos genéricos: 3, 5 e 7 metros. Os dois primeiros vãos representam o intervalo de valores mais comuns nos edifícios de alvenaria de pedra na cidade do Porto. Existem alguns casos de vãos maiores do que 5 m, contudo, raramente atingem valores tão elevados como 7 m.

A figura 4.1 apresenta um esquema que resume as soluções que são estudadas neste trabalho. Para uma melhor identificação das soluções, decidiu-se atribuir a cada solução a letra “S”, seguida de um número.

Uma primeira solução quando se pensa em substituir um piso de madeira existente, consiste na execução de um novo piso de madeira (S1), realizado com material novo ou até aproveitando alguns elementos em bom estado da estrutura anterior. No entanto, em todas as soluções apresentadas neste trabalho é considerado a utilização na íntegra de materiais novos, por uma questão de uniformidade entre as diversas soluções e para que a comparação seja mais exacta.

A solução seguinte é muito semelhante à anterior, mas substituindo os elementos de madeira maciça, por madeira lamelada colada ou *Glulam* (S2).

No subcapítulo 4.4., surge uma solução mista entre madeira e metal (S3). Nesta solução as vigas de madeira dão lugar a perfis metálicos, mantendo-se o soalho.

No subcapítulo seguinte (4.5.) apresenta-se outra solução mista, mas neste caso constituída por uma laje mista de madeira-betão (S4), ou seja, um piso constituído por vigas e soalho de madeira, sobre o qual é executado uma laje de betão de espessura reduzida.

Em 4.6., são exploradas as lajes de betão armado (S5), e em 4.7. as lajes aligeiradas de betão armado, especificamente de vigotas pré-esforçadas (S6).

Finalmente, no subcapítulo 4.7, a última solução apresentada trata-se de mais uma solução mista, envolvendo neste caso os materiais aço e betão (S7). A solução estudada constitui uma laje mista de betão com cofragem metálica colaborante, apoiada em vigas de aço.

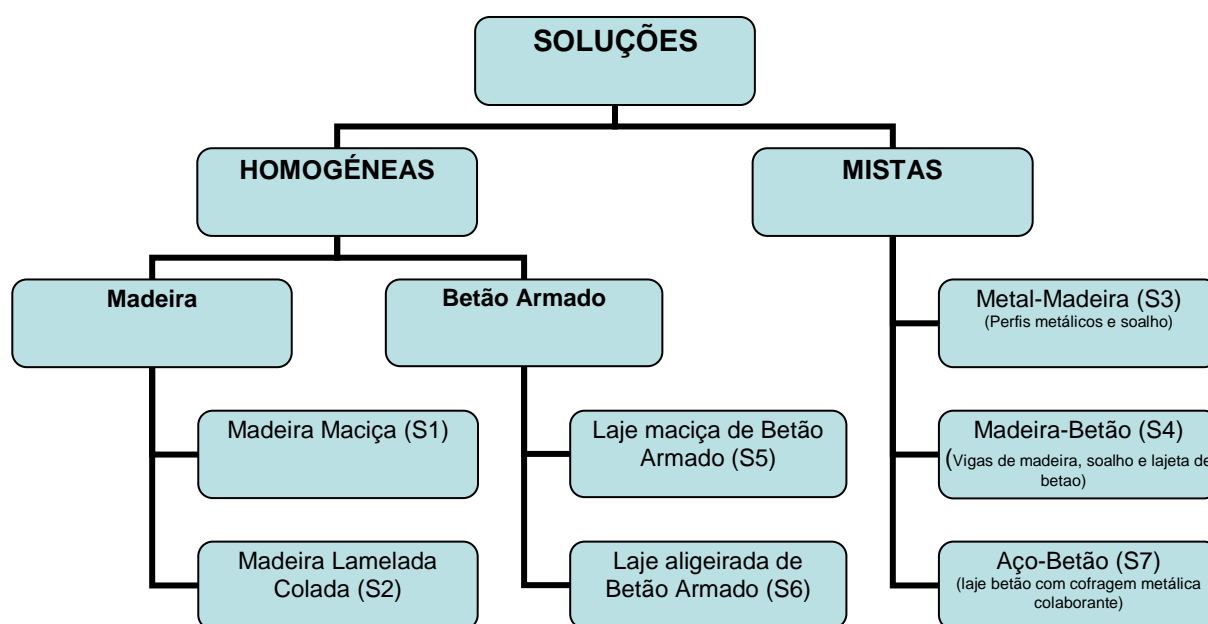


Fig. 4.1 – Esquema das soluções estudadas.

#### 4.1.2. CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO

##### 4.1.2.1. Os critérios gerais

A cada tipo de piso apresentado é proposta uma solução para diferentes vãos. Os critérios de dimensionamento específicos considerados para cada caso serão apresentados sempre que se justificar, sendo a sua metodologia de cálculo remetida para anexo. No entanto, existem critérios adoptados comuns para cada uma das soluções apresentadas. O quadro 4.1 apresenta os valores das acções consideradas no dimensionamento, com base no Eurocódigo 1 (CEN, 2002c). Tratando-se da situação mais comum, considerou-se a habitação como uso dos edifícios, admitindo-se, contudo, que o uso de edifícios deste tipo pode também ser comercial ou de escritórios, situações igualmente vulgares.

O esquema de cálculo adoptado para o piso foi o de um piso simplesmente apoiado em dois lados. Mesmo que o apoio dos pisos se faça por imbricamento nas paredes de alvenaria, o encastramento oferecido por esta constitui sempre um encastramento parcial. Os momentos negativos que possam surgir desse encastramento são considerados sempre que se considere necessário, como por exemplo, para a armadura nos apoios em lajes de betão armado.

Quadro 4.1 – Acções consideradas no dimensionamento das soluções apresentadas

Acção	Valor
Peso próprio	Dependente da solução
Revestimentos (quando aplicável)	1,5 kN/m <sup>2</sup>
Paredes divisórias	0,5 kN/m <sup>2</sup>
Sobrecarga em pavimentos	2,0 kN/m <sup>2</sup>

#### 4.1.2.2. Estado Limite Último (ULS)

A nova estrutura deverá ser projectada de acordo com a regulamentação em vigor de modo a cumprir as exigências quanto ao estado limite último, ou seja, os estados que estão associados ao colapso, ou a outras formas de rotura estrutural que ponham em perigo a segurança das pessoas.

#### 4.1.2.3. Estado Limite de Serviço (SLS)

A nova estrutura deverá ser projectada de acordo com a regulamentação em vigor de modo a cumprir as exigências quanto ao estado limite de serviço, ou seja, para as quais as condições de utilização especificadas deixam de ser satisfeitas. Os pisos não deverão apresentar deformações tais que possam provocar fissuração (nos casos em que envolva o betão armado), incomodo para os utilizadores devido a uma flecha excessiva ou que conduzam a danos em revestimentos ou outros elementos não estruturais, tais como as paredes interiores que assentam nos pisos.

#### 4.1.2.4. Resistência ao fogo

A resistência ao fogo pode ser um factor importante no dimensionamento, pois os pisos podem ser considerados elementos importantes de compartimentação. A cada solução apresentada é indicado a sua resistência ao fogo em termos de estabilidade, obtido através do cálculo pela regulamentação respectiva ou por indicações de testes ou fabricantes.

### 4.1.3. CRITÉRIOS DE ANÁLISE

#### 4.1.3.1. Sobre os critérios de análise

Neste ponto serão descritos os critérios que irão ser analisados para cada solução apresentada, explicando-se a sua relevância. Alguns dos critérios de análise apresentados de seguida estão ligados às diversas funções atribuídas ao elemento em estudo, o piso, em que cada solução proposta terá uma maior ou menor capacidade de satisfazer essas exigências funcionais, como por exemplo o isolamento térmico ou acústico. Por outro lado, existem também parâmetros de análise relacionados com a segurança estrutural global do edifício, tal como o peso de cada solução para os restantes elementos estruturais, ou a sua influência no comportamento sísmico. Tratando-se de um dos objectivos deste trabalho, um outro tipo de critério analisado será o custo das diferentes soluções, de forma a se proceder a uma análise económica.

#### 4.1.3.2. Efeito na restante estrutura

Ao se proceder à introdução de um novo elemento no edifício, há que ter em conta o efeito desse novo elemento na restante estrutura. Uma vez que a maioria das soluções que irão ser apresentadas constituem técnicas e materiais recentes, um dos pontos mais relevantes a considerar é a sua compatibilidade com as estruturas e materiais mais antigos. Frequentemente, o uso destas novas técnicas, cujo comportamento é bem conhecido em estruturas e edifícios recentes, pode levar a efeitos desfavoráveis ou até mesmo a comportamentos pouco previsíveis nos edifícios antigos.

Uma das alterações que um novo piso implica à partida é um eventual acréscimo de sobrecarga devido ao seu peso próprio. Soluções de pisos de madeira semelhantes aos originais ou soluções leves com recurso a outros materiais podem ser menos condicionantes do que soluções como, por exemplo, um piso de betão armado maciço. O peso próprio de soluções mais pesadas pode conduzir a elevados incrementos importantes de tensão nas paredes de alvenaria de pedra.

Este será o principal aspecto a avaliar neste ponto. Outros aspectos relacionados, como a intrusão da solução e o comportamento sísmico serão referenciados posteriormente, tendo presente, contudo, da existência de uma interligação entre todos estes aspectos. Por exemplo, uma solução mais pesada corresponde a uma maior massa introduzida ao nível do piso, o que poderá ter efeitos negativos não só em termos estáticos, considerando o aumento das cargas transmitidas às paredes, como em termos dinâmicos devido ao agravamento dos efeitos de acções sísmica.

#### 4.1.3.3. Comportamento sísmico

Será praticamente desnecessário referir a importância de melhorar o comportamento sísmico de um edifício antigo, principalmente tendo em conta o risco sísmico de algumas zonas do país. Ao longo da história os sismos intensos têm causado perdas a nível humano, social e económico, o que se deve em grande parte ao deficiente comportamento dos edifícios, que resultam em danos excessivos ou mesmo no colapso das estruturas. Sabe-se que muitos edifícios, não só antigos como também os que pertencem à era moderna (betão armado), não foram construídos tendo em conta uma adequada resistência a acções sísmicas, apresentando debilidades em relação a este tipo de acções.

No ponto anterior já foi referido um aspecto em que os pisos e eventuais alterações a estes podem influenciar o comportamento sísmico de um edifício. Para além da sua massa, os pisos cumprem um papel importante no desempenho do edifício sujeito a acções sísmicas. São estes elementos que exercem uma função de contraventamento das paredes de alvenaria e garantem a ligação entre as paredes de empena, de modo a que estas actuem em conjunto sob forças de aceleração sísmica.

A rigidez dos pisos no seu próprio plano constitui, portanto, uma característica importante na medida em que o piso poderá, não só actuar como elemento de contraventamento, como também exercer um efeito de diafragma. Este efeito poderá, à partida, melhorar o comportamento geral da estrutura, na medida em que existe uma melhor transmissão das forças de inércia horizontais às paredes de alvenaria, obrigando-as a actuar em simultâneo, e impedindo, por outro lado, excessivas deformações para fora do plano das paredes.

A figura 4.2 apresenta alguns modos de rotura de paredes de alvenaria quando os pisos não possuem uma adequada rigidez no próprio plano ou quando não estão adequadamente ligados às paredes. Por outro lado, a figura 4.2 demonstra a importância do efeito de diafragma: na figura 4.2 (a) a insuficiente rigidez provoca a rotura da parede, enquanto na figura 4.2 (b) o efeito de diafragma do piso possibilita que as forças sejam transmitidas às paredes paralelas.



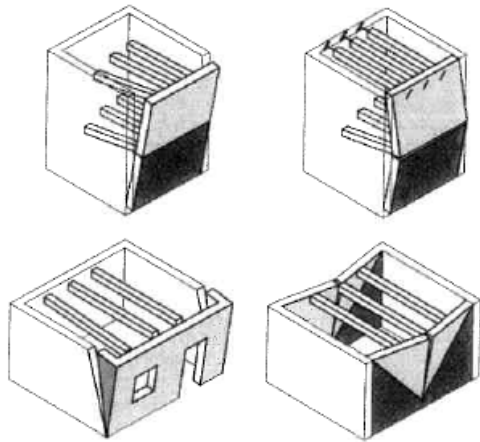


Fig. 4.2 – Modos de rotura de paredes de alvenaria por inadequada rigidez do piso (Piazza, 2008).

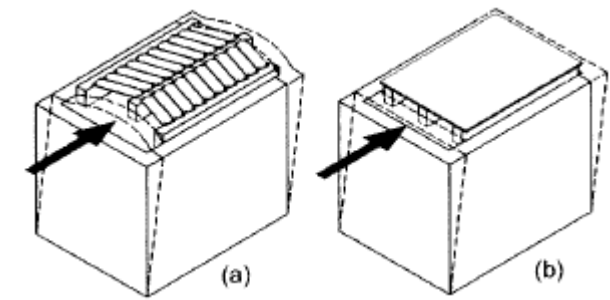


Fig. 4.3 – O papel do efeito de diafragma na rotura das paredes (Piazza, 2008).

No entanto, este melhoramento implícito não é considerado consensual na comunidade científica, em parte por terem ocorrido casos em que a introdução de pisos de rigidez elevada levou a danos graves na ocorrência de sismos (Ilharco, 2008). Ilustrativos disso são casos de pisos de madeira que foram substituídos por lajes de betão armado que apresentaram mau comportamento. No subcapítulo dedicado a soluções de betão armado este assunto será desenvolvido (4.6.4.).

Pretende-se com isto, alertar para a delicadeza do assunto e para a constante necessidade da sua investigação, de forma a colmatar a falta de conhecimento que ainda persiste. É de extrema importância que cada caso deverá ser analisado com cuidado, tendo em conta todos os aspectos, de forma a prever de uma forma correcta o comportamento sísmico global do edifício. Essa análise deverá ser feita sem esquecer possíveis consequências menos previsíveis. Por tudo isto que foi referido e devido à complexidade deste assunto, este aspecto será abordado neste trabalho, mas não tão profundamente como seria desejável, podendo ser este tema alvo de outros trabalhos.

O recente sismo de XX, em Itália, que atingiu a região de Abruzzo e a sua capital Aquila, durante a realização deste trabalho, a 6 de Abril de 2009 (figura 4.4), não pode deixar de ser referido, pois essa catástrofe vem lembrar a importância deste assunto. Relatórios preliminares apontam que os danos maiores ocorreram em edifícios habitacionais de alvenaria de um ou dois andares e com pouca manutenção, correspondendo aos locais onde ocorreram maiores fatalidades. Relembre-se que Portugal, se situa numa região de considerável risco sísmico. A região sul e correspondente margem oceânica apresentam uma actividade sísmica caracterizada por eventos de magnitude moderada – magnitude menor que 5 na escala de Richter – e, ocasionalmente, alguns eventos com magnitude superior – magnitude de 5 a 7,8 (Bezzeghoud *et al*, 2008).



Fig. 4.4 – Vista aérea sobre a cidade de Aquila após o sismo de 6 de Abril de 2009 (AP Photo/Guardia Forestale).



Fig.4.5 – Colapso da parede devido a acção horizontal sísmica da viga de madeira (Calderoni *et al*, 2009).

#### 4.1.3.4. Ligação e apoios nas paredes de alvenaria de pedra

Na sequência do ponto anterior, surge a questão da ligação dos pisos às paredes de alvenaria de pedra. Esta ligação é essencial para que o piso possa cumprir uma função de contraventamento, ao transmitir efectivamente as acções horizontais impostas por um sismo, ligando de forma eficaz as paredes paralelas. De facto, (Coelho, 2003) refere no seu trabalho que a deficiente ligação entre pisos e parede pode originar consequências desastrosas. Estes elementos, mesmo que individualmente apresentem elevada resistência a cargas elevadas, se não estiveram adequadamente ligados podem não assegurar a estabilidade global do edifício. Torna-se essencial, portanto, uma análise do melhor modo de ligação de cada solução.

Neste ponto, convém ainda assinalar também a importância dos apoios no que respeita às condições de equilíbrio do próprio piso. Se o piso estiver inadequadamente ligado, como acontece em certos pisos antigos em que os vigamentos de madeira estão apenas “pousados” nas paredes de alvenaria e em que a superfície de apoio não é suficiente, os deslocamentos horizontais provocados por um sismo, poderão originar a perda do apoio e implicar a ruína deste elemento estrutural por queda brusca.

Para além desse aspecto, uma deficiente entrega das vigas dos pisos na parede de alvenaria poderá ser prejudicial para a própria parede, como está evidenciado na fotografia de um edifício após o sismo de Aquila (figura 4.5). O colapso da parede foi determinado pela acção horizontal da viga de madeira.

Quanto à transmissão de cargas verticais dos pisos para as paredes de alvenaria, existirão diferentes consequências para estas últimas, conforme o sistema de apoio adoptado, pelo que se torna necessário também analisar este aspecto. Trata-se essencialmente de averiguar que tipo de consequências poderá um determinado sistema de apoio acarretar na parede, nomeadamente o uso de sistemas que tornem excêntricas as cargas transmitidas à parede, induzindo esforços de flexão prejudiciais para este elemento estrutural.

#### 4.1.3.5. Comportamento ao fogo

A questão da segurança contra incêndios em edifícios antigos é particularmente importante devido a diversas condições e características destes edifícios. A existência de elevadas cargas de incêndio, a ausência de compartimentação corta-fogo, ou a ausência de caminhos de evacuação seguros, constituem, entre outros, factores que contribuem para a diminuída segurança na eventualidade de um

incêndio. Interessa portanto, quando se procede à reabilitação destes edifícios, melhorar estas características, aumentando a segurança nesta matéria.

Nos pisos de madeira típicos existentes, se os vigamentos tiverem uma altura de secção considerável, a resistência ao fogo é significativa, não comportando grandes riscos. No entanto, a situação comum é existirem secções de grandeza insuficiente (Aguilar *et al*, 1997).

É importante também referir que muitos dos edifícios de importância patrimonial e histórica, tais como imóveis classificados, estão localizados nos centros históricos. Estes constituem malhas urbanas complicadas onde incêndios se podem transformar em catástrofes de dimensões consideráveis, pondo em perigo a segurança das pessoas e provocando perdas irre recuperáveis no património histórico e patrimonial.

O comportamento ao fogo das soluções estudadas relaciona-se sobretudo com a sua capacidade de resistir às várias acções a que estão sujeitas durante um incêndio, o tempo suficiente para permitir a evacuação das pessoas. Quer através de um correcto dimensionamento a essas acções, quer através de outras medidas de protecção, o objectivo é reduzir o número de vítimas e as possibilidades do colapso das estruturas durante o incêndio.

Tratam-se, portanto, de medidas passivas, uma vez que não intervêm de forma activa na prevenção de incêndios ou meios de salvação, como por exemplo são os meios de evacuação e combate ao incêndio. Neste trabalho apenas se referirá à função de estabilidade da estrutura que compõe o piso, ou seja, segundo o novo Regime Jurídico de Segurança Contra Incêndio de Edifícios (2008) – SCIE, a classe de resistência R, capacidade de suporte de carga. Contudo, a função de compartimentação térmica, dos gases e de propagação ao fogo que pode ser atribuída aos pisos poderão, em casos relevantes, ser também objecto de análise.

#### 4.1.3.6. Isolamento térmico

O isolamento térmico como função atribuída ao piso torna-se mais relevante quando este separa divisões de uso diferente, como por exemplo aquele que dá suporte a uma habitação na parte superior e a um estabelecimento comercial no piso inferior, ou seja, separa um espaço útil de um espaço não-útil. É precisamente nessas situações que poderão ser exigidas aos pisos certas características de isolamento térmico. Segundo a legislação em vigor, o novo RCCTE – Regulamento das Características de Comportamento Térmico dos Edifícios (2006) – pode-se definir espaço útil, como sendo “o espaço correspondente à área útil de pavimento”, ou seja, neste caso, a zona para habitação. O espaço não útil pode ser definido como o “conjunto dos locais fechados, fortemente ventilados ou não, que não se encontram englobados na definição de área útil de pavimento, e que não se destinam à ocupação humana em termos permanentes e, portanto, em regra, não são climatizados”.

Importa portanto estudar a capacidade de isolamento térmico de cada solução estudada de forma a avaliar a forma como cada uma poderá responder às exigências de conforto neste sentido. Quanto a este aspecto, são referidos valores indicativos da resistência térmica das soluções apresentadas, apenas tendo em consideração os elementos estruturais. Os valores apresentados referem-se à situação de o piso constituir a divisão entre espaço útil de não útil, cujo o fluxo de calor é descendente, e considerando-se as resistências térmicas superficiais disposta no RCCTE.

Considera-se pois, que a variedade de revestimentos/acabamentos de pavimento ou sistemas de tecto falso podem ser aplicados à maioria das soluções. No entanto, essas medidas de melhoramento de isolamento térmico serão referidas para cada caso.

#### 4.1.3.7. Isolamento acústico

A condição acústica constitui nos dias de hoje um aspecto importante em edifícios, pois faz parte de um de vários critérios que ajudam à criação de condições de conforto dos indivíduos e que constitui até uma exigência de saúde e de bem-estar.

Em edifícios antigos a qualidade acústica é na generalidade fraca, na medida em que existem muitas falhas de isolamento dos espaços habitacionais em relação a ruídos quer exteriores, quer interiores. Segundo (Aguiar *et al*, 1997), um tipo de problema frequente nos edifícios localizados em áreas urbanas consolidadas está associado a fontes de ruído devido a certas actividades que se desenvolvem nestas áreas, como estabelecimentos comerciais, cafés ou bares, e que tem como causa o mau isolamento acústico dos pavimentos, uma vez que, as paredes tradicionais de alvenaria, em geral bastante espessas, têm um bom comportamento acústico.

Pela mesma razão, os problemas de ruídos entre vizinhos ocorrem mais frequentemente entre fogos sobrejacentes do que entre fogos do mesmo piso. O mesmo autor refere ainda que a existência de boas relações de vizinhança tem atenuado a dimensão deste problema, resolvendo-o por si mesmo. No entanto, segundo as exigências e padrões actuais, essa situação não é, nem deve ser considerada. Na eventualidade de uma intervenção de reabilitação, o isolamento acústico deve ser melhorado, não só pelas actuais exigências de conforto que se impõem, mas também pela perspectiva de um uso dessas habitações por parte de outro tipo de população.

Quanto à regulamentação aplicável, este assunto é abrangido pelo RRAE – Regulamento dos Requisitos Acústicos dos Edifícios (2008a) que foi rectificado pelo Decreto-Lei n.º 96/2008.

Neste trabalho não se irá proceder à verificação da conformidade de cada solução à referida lei. Apenas se referem valores quantitativos e qualitativos que constituem indicativos para a comparação das várias soluções.

#### 4.1.3.8. Tempo e modo de execução

O tempo de execução de um determinado elemento constitui um factor relevante numa obra, quer seja de reabilitação ou não. O factor tempo poderá estar associado a uma análise económica, pois tempos de execução menores, quando em igualdade de circunstância em termos de custos globais de outros factores, equivalem em geral a custos menores. Para os agentes envolventes numa obra, como o dono de obra ou o empreiteiro, o factor tempo constitui sempre um ponto marcante.

Para além disso, muitas obras de reabilitação têm lugar em zonas habitadas, quer quanto ao próprio edifício, quer quanto aos edifícios vizinhos, ou em zonas de difícil acesso em que muitas vezes a organização do estaleiro se torna complicada, efectuando-se com a ocupação de parte da via pública. Significa isto que uma obra de reabilitação interfere em diversos casos com a população. Desse modo, o tempo de execução também se torna num elemento importante, na medida em que é vantajoso diminuí-lo tanto quanto possível.

Por outro lado, associado também à comodidade da população, o modo de execução é outro factor a ter em conta. Soluções que possam minimizar a interferência da sua execução com a população devem ser valorizadas.

Convém ainda referir que o tempo de execução de uma determinada solução depende de um grande número de factores, nem sempre fáceis de ter em conta. O tempo pode depender do tipo e geometria do edifício, do estado deste, da acessibilidade, do nível de especialização da empresa ou dos operários.

#### 4.1.3.9. Reversibilidade e intrusão

Qualquer intervenção de reabilitação deverá ser realizada de uma forma o mais possível cuidada. Como referido anteriormente, as características de cada caso torna-o praticamente único, pelo que a intervenção e as soluções a adoptar deveram ser estudadas com esse cuidado, de modo a que essa intervenção conduza aos resultados desejados. Se por um lado, a falta de conhecimento sobre o funcionamento de uma determinada estrutura existente devido à falta de uma análise adequada das condições em que esta se encontra, pode levar a resultados negativos ou até mesmo catastróficos, também é verdade que muitas vezes a complexidade destas estruturas impõe em muitos casos uma dose de incerteza e dificuldade em perceber o seu funcionamento e em prever o seu comportamento.

Pode-se introduzir, então, os conceitos apresentados no capítulo 2, aplicando-os na prática relativamente às soluções estudadas. Torna-se claro que a intervenção preferível será aquela que seja o mais minimalista possível e menos intrusiva. A intrusão poderá ser de difícil definição, mas poderá afirmar-se que esta está relacionada com o nível de alterações que certa intervenção gera. Soluções menos intrusivas adequam-se, em princípio, aos fundamentos de preservação do património e respeito pela estrutura existente.

Para além disso, geralmente, quanto mais alterações se realizam na estrutura existente, modificando funcionamentos estruturais, acções e materiais usados, etc., maior é a incerteza que se está a introduzir. Por essa razão, soluções que procuram minimizar alterações desse tipo, sendo as menos intrusivas possíveis, tendem a ser mais eficazes.

Quanto à reversibilidade, deverá haver uma preferência por técnicas que possibilitem a remoção dos novos elementos, no final da sua vida útil ou caso estes se venham a revelar inadequados, sem provocar danos nos elementos originais. No entanto, admite-se que não conseguem soluções totalmente reversíveis, uma vez que após uma intervenção não é possível regressar a um estado igual ao estado inicial.

#### 4.1.3.10. Arquitectura

Um critério que poderá ser importante como condicionante na escolha de uma determinada solução tem a ver com a arquitectura do edifício existente e com o projecto de arquitectura planeada para uma determinada obra.

No seu essencial, esta questão depreende-se com o pé-direito disponível no edifício e em que medida a espessura do piso poderá ou não ser condicionante. Quando não se dispõe de um pé-direito de grandes dimensões, as soluções que requerem uma grande espessura de piso poderão não ser viáveis. Por este motivo é importante avaliar esta situação para cada uma das soluções estudadas.

Por outro lado, a instalação de diversos equipamentos requer vários componentes integrados nos pisos, como por exemplo, instalações sanitárias, equipamentos eléctricos, etc. A maior ou menor facilidade

de adaptação que cada tipo de solução poderá apresentar a estes equipamentos poderá constituir igualmente um factor de decisão. No entanto, neste trabalho, esta questão não é abordada.

#### 4.1.3.11. Custo

A inclusão do custo como critério de comparação é essencial não só para uma análise plena das várias soluções, como também para uma análise mais realista. Tendo um carácter diferente dos outros critérios, por não estar ligado directamente com as funcionalidades e implicações da nova estrutura, a sua importância não deve ser menosprezada. Em obras de construção ou engenharia civil, a análise económica está sempre presente como parte nas decisões construtivas. Normalmente, existe um compromisso entre o aspecto económico de uma solução e o seu desempenho. Torna-se necessário, portanto, para efectuar uma comparação das várias soluções a nível económico, a estimação de custos de cada solução apresentada.

Os custos apresentados têm como base o preço e a quantidade de materiais usados, e o custo relativo à sua execução, nomeadamente a mão-de-obra. Ambos foram obtidos por consulta de empresas do sector e, conjuntamente, com o auxílio de um programa gerador de preços da CYPE™.

É importante referir que cada custo apresentado reflecte apenas uma estimativa, baseado em custos médios. Os preços dos materiais podem variar conforme o mercado, para além de poderem diferir conforme o local da realização da obra ou os descontos a que podem ser afectados. A própria mão-de-obra constitui um custo difícil de se estimar. Estes factores tornam assim complexa a estimativa de custos.

## 4.2. PISOS DE MADEIRA MACIÇA (S1)

### 4.2.1. GENERALIDADES

Como descrito no capítulo 3, a madeira foi desde sempre utilizada em edifícios antigos, inclusive em soluções construtivas de pisos. Este material foi durante séculos um dos mais importantes e mais utilizados, pois era o único conhecido com capacidade de funcionar à tracção, para além de ser fácil de trabalhar e transportar (Lopes, 2007). De facto, aos edifícios de alvenaria de pedra estão associados a pisos de madeira, como descritos no referido capítulo. Torna-se, portanto, natural considerar soluções para um novo piso com recurso a este material, quer aproveitando elementos do piso existente, quer usando elementos completamente novos (figura 4.6).

Para além disso, apesar de o seu uso ter sido praticamente esquecido a partir do advento do betão em Portugal, tendo sido relegada para usos apenas decorativos ou como revestimento de pisos, a madeira maciça tem potencialidades e diversas vantagens ao ser usada como material estrutural.

Um aspecto que é muitas vezes associado à madeira, erradamente, é o seu carácter pouco durável e por vezes a sua baixa fiabilidade. Esta comum associação e sentimento generalizado levam ao receio da aplicação deste material como solução estrutural, tanto em obras novas, como muitas vezes em obras de reabilitação. Este sentimento poderá estar também relacionado com o estado de degradação de muitas estruturas e elementos de madeira que se podem encontrar em edifícios antigos.

No entanto, a causa do raro uso da madeira como solução estrutural não se deve apenas a esse sentimento. Ao ser afastada como material estrutural, o próprio conhecimento técnico sofreu consequências dessa mudança. Deixou-se de apostar na formação de profissionais nesta área, privilegiando-se outras técnicas construtivas ligados a materiais como o aço e o betão. Em Portugal,

até 2002, apenas duas faculdades apresentavam a formação nesta área, em cadeira de opção livre (Lopes, 2006).



Fig. 4.6 – Execução de um novo piso de madeira em obra de reabilitação (Edifício na Rua Mouzinho da Silveira).

## 4.2.2. SOLUÇÕES PROPOSTAS

### 4.2.2.1. Descrição das soluções

O sistema adoptado para um piso de madeira moderno não é muito diferente de um piso antigo: vigas de madeira dispostas paralelamente, geralmente na direcção do menor vão, sobre as quais assentam as pranchas do soalho. Ao se realizar este tipo de solução existe sempre a possibilidade do aproveitamento de elementos existentes, como vigas e soalho, desde que se comprove o bom estado de cada elemento.

Foram consideradas dois tipos de soluções com recurso à madeira maciça. Na primeira – Solução S1-A – o sistema adoptado é o do tradicional piso de madeira, ou seja, vigas de madeira dispostas paralelamente, sobre as quais assenta o soalho, este último disposto perpendicularmente à direcção das vigas (figura 4.7). Esta solução é complementada com elementos transversais de travamento (tarugos), que podem ser constituídos por elementos de madeira 10x10 espaçados de 1,5 m, pregados às vigas.

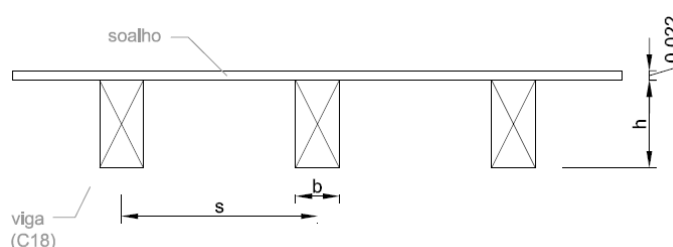


Fig. 4.7 – Esquema da solução de madeira maciça S1-A.

A segunda solução – Solução S1-B – constitui um sistema mais complexo de vigas. Sobre as vigas principais de maiores dimensões, dispostas na direcção do vão a vencer, apoiam-se vigas secundárias de menores dimensões e dispostas numa direcção perpendicular. Sobre estas últimas assenta finalmente o soalho (figuras 4.8 e 4.9).

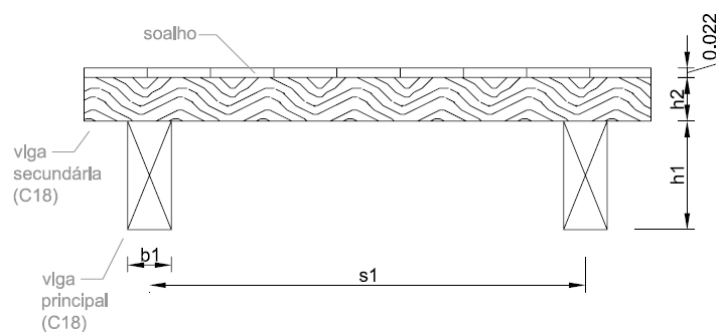


Fig. 4.8 – Esquema da solução de madeira maciça S1-B (corte transversal).

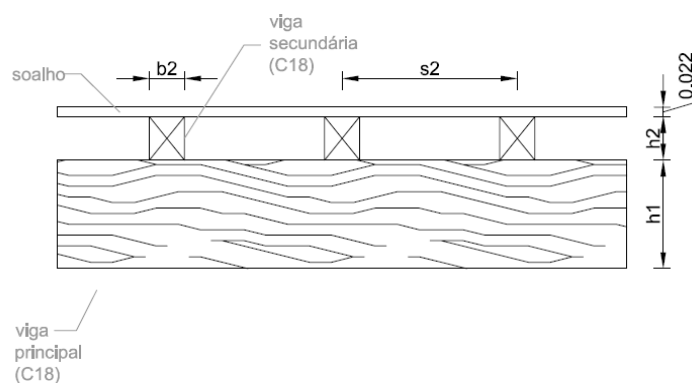


Fig. 4.9 – Esquema da solução de madeira maciça S1-B (corte longitudinal).

Quadro 4.2 – Dimensões e espaçamentos das vigas da solução em madeira maciça S1-A

Vão	$h$ (m)	$b$ (m)	$s$ (m)
3 m	0,16	0,10	0,50
5 m	0,20	0,10	0,40
7 m	0,25	0,15	0,40

Quadro 4.3 – Dimensões e espaçamentos das vigas da solução em madeira maciça S1-B

Vão	Vigas principais			Vigas secundárias		
	$h_1$ (m)	$b_1$ (m)	$s_1$ (m)	$h_2$ (m)	$b_2$ (m)	$s_2$ (m)
3 m	0,20	0,12	2,0	0,10	0,10	0,50
5 m	0,30	0,15	2,0	0,10	0,10	0,50
7 m	0,30	0,20	1,0	0,10	0,10	0,50



As dimensões e espaçamentos das vigas adoptados para cada um dos vãos estão indicados nos quadros 4.2 e 4.3. As vigas são da Classe C18 segundo a EN 338 (CEN, 2003). A classe foi escolhida tendo em conta que o pinho, a espécie mais comum em Portugal, pertence a esta classe de resistência. O soalho é constituído por pranchas de madeira de pinho 22 mm de espessura.

#### 4.2.2.2. Critérios de dimensionamento

O dimensionamento das soluções deste tipo foi realizado segundo o Eurocódigo 5, EN 1995-1-1: 2004, referente a estruturas de madeira, nomeadamente a parte 1, cujo conteúdo estabelece regras gerais e as regras para edifícios (CEN, 2004c).

As propriedades da madeira foram consideradas adoptando os valores da classe de resistência respectiva, segundo a EN338 (CEN, 2003).

As verificações segundo os regulamentos apresentados estão dispostas em anexo. Na maioria dos casos, os critérios condicionantes foram os de Estado Limite de Serviço, tanto a deformação como a vibração.

De referir que a solução S2-A para o vão de 7 m, possui uma frequência de vibração fundamental estimada, menor que 8 Hz, o que, segundo o EC5, deverá ser alvo de uma análise específica quanto à vibração. Por essa verificação sair fora do âmbito deste trabalho, essa verificação não foi realizada.

Teve-se ainda em conta as secções e dimensões usualmente disponíveis no mercado, preferiu-se por adoptar soluções que se adaptassem a esta realidade. De referir que geralmente o comprimento máximo de vigas disponível é de 6 m. No entanto, alguns fornecedores comercializam vigas de 7 m ou até maiores.

#### 4.2.3. EFEITO NA RESTANTE ESTRUTURA

A madeira possui uma massa volúmico que pode variar entre os 100 e 1500 kg/m<sup>3</sup> (Coutinho, 1999), tratando-se portanto de um material muito leve. A EN338 (CEN, 2003) indica o valor médio da massa volúmica de 380 kg/m<sup>3</sup> para madeiras da classe C18. Esta característica, aliada a uma resistência elevada torna as soluções estruturais com recurso a este material em soluções muito leves. De facto, a madeira possui um elevado rácio resistência/peso, apresentando, em média, valores 1,3 superiores ao do aço e 10 vezes superior ao do betão (Feio, 2007).

Como é possível observar pelos dados do quadro 4.4, a solução S1-B possui um peso próprio ligeiramente menor que a solução S1-A. No entanto, pela ordem de grandeza dos valores de ambas as soluções apresentadas, verifica-se que estas são muito pouco lesivas para a parede de alvenaria, no sentido de acréscimo de carga, ou seja, acabam por substituir os pisos existentes por pisos novos com o mesmo peso.

Quadro 4.4 – Peso próprio das soluções de madeira maciça (S1)

Vão	3 m	5 m	7 m
Solução S1-A	0,19 kN/m <sup>2</sup>	0,25 kN/m <sup>2</sup>	0,38 kN/m <sup>2</sup>
Solução S1-B	0,17 kN/m <sup>2</sup>	0,20 kN/m <sup>2</sup>	0,32 kN/m <sup>2</sup>

#### 4.2.4. COMPORTAMENTO SÍSMICO

Os pavimentos de madeira, mesmo que bem ligados às paredes, não apresentam uma elevada rigidez no próprio plano, não desempenhando na generalidade uma correcta função de contraventamento e muito menos apresentam um comportamento de diafragma. Poderá dizer-se então que a execução de novos pavimentos de madeira, em relação a um piso anteriormente existente, não piora as condições que influenciam o comportamento sísmico da estrutura, mas por outro lado, também não se pode afirmar que vêm melhorar significativamente esse comportamento, excepto na medida em que as novas ligações à parede de alvenaria sejam melhoradas em relação às soluções anteriores.

Para contornar esta condição, em casos em que tal se considere necessário, como em regiões de elevado risco sísmico, é aconselhável a execução de sistemas de reforço complementares, tais como tirantes metálicos ancorados à parede ou através da amarração das vigas às paredes.

A execução da ligação do piso de madeira através de cantoneiras metálicas, geralmente vigas em “L”, melhoram igualmente o comportamento sísmico da estrutura, como se verá adiante em 4.2.6. Esta técnica tem sido usada como reforço de pavimentos de madeira existentes, mas o princípio pode ser aplicado em novos pavimentos quando tal se considere necessário.

Quanto a tirantes, estes são usualmente constituídos por cabos de aço com esticadores (Figuras 4.10 e 4.11) ou por chapas (figura 4.12). Estes elementos passivos, ligando paredes opostas ou colocados na diagonal, ficam activos sob acções horizontais sísmicas, permitindo o funcionamento conjunto das paredes.



Fig. 4.10 – Cabos de aço usados como tirantes de reforço sísmico em edifício nos Açores.

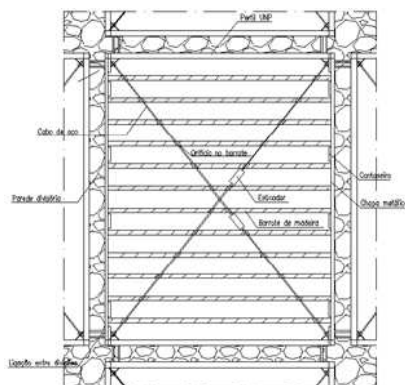


Fig. 4.11 – Esquema estrutural de um reforço realizado com tirantes (cabos) (Branco, Guerreiro, 2007).

Outro tipo de reforço, nomeadamente de aumento da capacidade travamento dos pisos, é a colocação de elementos de madeira ou outros materiais entre as vigas, criando-se treliças, como demonstrado na figura 4.13.



Fig. 4.12 – Reforço de pavimento de madeira com recurso a tirantes (chapas) e cantoneiras metálicas e (Delgado *et al*, 2009).



Fig. 4.13– Elementos de madeira para contraventamento das vigas.

#### 4.2.5. LIGAÇÃO ÀS PAREDES

##### 4.2.5.1. Ligação às paredes principais (empenas)

Refere-se este ponto a paredes principais, ou seja, as paredes sobre as quais são apoiados os elementos mais importantes do piso (vigas principais) e às quais são transmitidas as cargas maiores. Geralmente, em edifícios antigos, essa função cabe às paredes de empena.

As ligações dos vigamentos de madeira às paredes de alvenaria de pedra que eram utilizadas em edifícios antigos já foram descritas no capítulo 3. As novas ligações a executar para um novo piso poderão ser semelhantes a estas ligações. De facto, o tipo de ligação anteriormente existente poderá condicionar o leque de opções e influenciar até a escolha do sistema. Poderá dizer-se que um sistema igual ou próximo do existente previamente, é aconselhável. Ao se recorrer daquele mesmo sistema poderá minimizar-se a alterações de esforços que poderão prejudicar a integridade da parede.

Expondo esta ideia para a prática, um exemplo seria uma situação em que os apoios do piso existente se faziam com vigas embebidas na parede. Após a construção do novo piso, suponha-se que o apoio se passaria a fazer num elemento externo, como por exemplo uma cantoneira metálica de perfil “L” pregado à parede, através de varões roscados de aço. Neste caso, as cargas verticais, que outrora eram transmitidas perto do centro da secção da parede, deslocam-se para a periferia desta, podendo originar outro tipo de esforços (flexão e tracção) na parede que poderão ter consequências gravosas. Neste exemplo, a mudança do sistema de apoio foi em certa medida prejudicial.

Para além disso, adoptar um sistema semelhante ao anterior existente poderá facilitar os trabalhos, reduzindo o tempo da obra e também os seus custos. Como exemplo prático, refere-se o aproveitamento das aberturas existentes, onde se apoiavam as anteriores vigas do piso, para servirem de apoio às novas vigas de madeira. Por outro lado, este aproveitamento só será possível quando o novo esquema estrutural adoptado seja muito semelhante ao anterior, com secções de viga semelhantes a descarregarem nas mesmas paredes, e acima de tudo, com espaçamento igual, caso contrário não será possível utilizar essas aberturas existentes.

É necessário ainda referir que, dependendo da espessura e das condições da parede, a realização de novas aberturas poderá ela também ser gravosa, podendo em alguns casos ser preferível adoptar outro sistema. A existência de grandes vãos de aberturas, para passagens ou janelas, por exemplo, podem também condicionar esta opção. Na verdade, esta é uma das razões porque os pisos descarregam

geralmente nas paredes de empena, uma vez que estas paredes não possuem em geral um elevado número de grandes aberturas, como acontece nas paredes de fachada e tardo.

A figura 4.14 apresenta fotos da realização de um apoio de uma nova viga de madeira por embebimento na parede através de uma nova abertura. Nessa figura é possível observar também as aberturas correspondentes às vigas da estrutura anterior, localizadas numa cota mais acima.



Fig. 4.14 – Apoio da viga de madeira em novas aberturas na parede.

Outra situação em que se torna claro o sistema a adoptar, trata-se de quando a redução da espessura da parede acontece ao nível do piso, criando uma área onde seja possível apoiar as vigas directamente nessa superfície (figura 4.15).

Através destas reflexões, é possível concluir que a ligação às paredes dependerá de cada caso e da adaptabilidade de cada solução às condições deste. A escolha do sistema a adoptar deverá ser bem ponderada, para que se obtenha um apoio adequado ao piso, mas que se reduza ao mínimo consequências danosas para parede. Genericamente, a realização de aberturas na parede para nelas fazerem-se apoiar os vigamentos, constitui uma boa solução pelas razões anteriormente indicadas. Uma vez que estas aberturas são pontuais, fazendo-se espaçadamente (coincidindo com cada viga) e não de uma forma contínua, as consequências para a parede são em geral diminutas.

Quando a solução previamente existente incluía o apoio num frechal, é aconselhável a manutenção desse frechal ou a substituição por um novo, pois este favorece o funcionamento global do piso e a ligação à parede, como já foi referido em 3.2.5.2.

Quanto à ligação do piso às paredes em relação a acções horizontais, o sistema a adoptar passa também pelas condicionantes de cada caso. Dificilmente se poderá adoptar alguns dos sistemas apresentados no capítulo 3 (3.2.5), pois alguns destes, só seriam viáveis numa construção de raiz. Mesmo sendo executáveis, como o caso de chapas metálicas que atravessam a parede e são ancorados na sua face oposta (figura 4.15), só serão possíveis por condições favoráveis existentes nessa face. Quer isto dizer, considerando que grande parte das paredes consideradas são meeiras e comuns a dois edifícios, só seria possível se houvesse autorização por parte do dono do espaço vizinho.

Se este tipo de ligação não for possível, uma solução a adoptar será a fixação da viga de madeira à parede através de uma cantoneira que é pregada à viga e por sua vez fixada através de por varões nervurados ou parafusos de alta resistência, cujos furos devem ser selados com argamassas especiais de grande aderência ou resinas epoxi (figura 4.16).

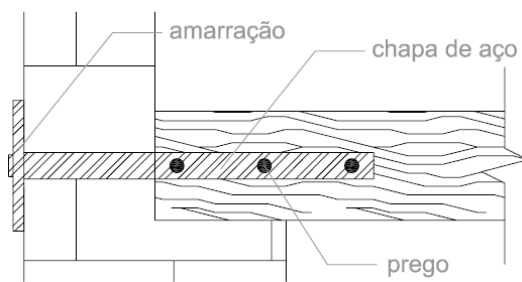


Fig. 4.15 – Viga apoiada na parede com fixação através de chapas metálicas amarradas à parede.

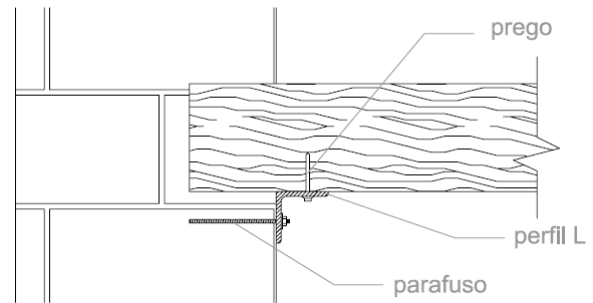


Fig. 4.16 – Viga embebida com fixação à parede através de cantoneira metálica.

#### 4.2.5.2. Ligação às paredes paralelas (fachada e tardo)

Nas soluções existentes de pisos de madeira de edifícios antigos, as vigas estão geralmente apoiadas nas paredes de empena, pelas razões, já referidas, de não possuírem aberturas importantes que as tornem menos consistentes, e igualmente porque a distância entre paredes de empena constitui, geralmente, a direcção de menor vão.

Apesar de as paredes de fachada e tardo não terem um comportamento obviamente tão importante na estrutura, uma vez que não lhe são transmitidas as cargas verticais suportadas pelos pisos, deve existir uma ligação dos pisos a estas, de forma a melhorar o comportamento global da estrutura. Muitas vezes verifica-se que os pisos estão fracamente ligados às paredes de fachada e tardo, ou mesmo que essa ligação é praticamente inexistente.

Esta ligação poderá efectuar-se através de perfis em “L” colocados paralelamente às vigas, ligando o piso à parede através de conectores metálicos. Esta solução foi proposta por (Doglioni, 2000) e testada experimentalmente por (Piazza, 2008). As conclusões dessa experiência apontam para que essa ligação, em conjunto com os perfis “L” que efectuavam a ligação da entrega das vigas e a parede (figura 4.17), contribuía para a melhoria do comportamento de um pavimento de madeira, aumentando a sua rigidez. Por seu lado, a existência de vários conectores ao longo dos bordos do piso, garantiam uma uniforme distribuição de forças às paredes laterais.

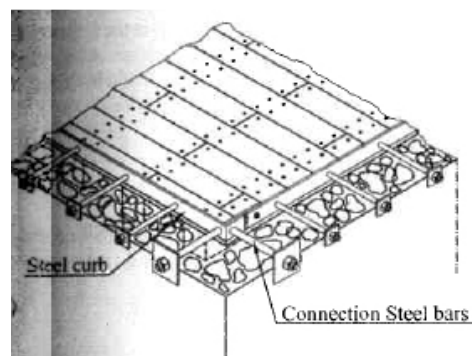


Fig. 4.17 – Ligação do piso em todos os bordos através de conectores metálicos (Piazza, 2008).



#### 4.2.6. COMPORTAMENTO AO FOGO

##### 4.2.6.1. O bom desempenho da madeira

Segundo o senso comum não se atribui à madeira um bom comportamento ao fogo, talvez por se associar esta a um material inflamável. De facto, a madeira é um material combustível, inflamando-se espontaneamente a cerca de 350°C (Ferreira, 2005). Apesar disso, a madeira apresenta um bom comportamento no que toca à resistência prolongada ao fogo, sendo a sua combustão lenta (a uma velocidade que pode ir dos 0,6 a 0,8 mm/minuto numa face exposta, dependendo das sua espécie e características) e mantendo um comportamento previsível.

A madeira, ao ser submetida à acção do fogo, incendeia-se ardendo rapidamente. Neste processo a madeira ardida na superfície de uma determinada peça, transforma-se numa camada de carvão que actua como isolante, dificultando a transmissão de calor e a progressão do fogo para o interior. Deste modo, a camada carbonizada protege o interior da peça de madeira, onde se mantêm inalteradas as suas propriedades (Cachim, 2007). A figura 4.18 apresenta a fotografia real de uma secção de uma viga de madeira exposta ao fogo durante 30 minutos, onde se podem observar as camadas formadas durante este processo.

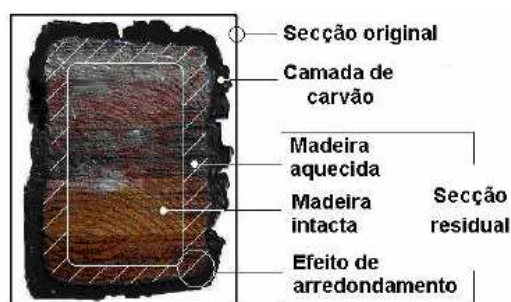


Fig. 4.18 – Secção de viga de madeira exposta ao fogo durante 30 minutos (ESTG-IPL, 2007).



Fig. 4.19 – Estado de vigas de madeira e de vigas metálicas após um severo incêndio (Wilcox *et al*, 2001).

A madeira apresenta, portanto, um bom comportamento ao fogo, principalmente se considerarmos esse comportamento em comparação com outros materiais, nomeadamente o aço, em que a acção do fogo e, nomeadamente, o aumento da temperatura provocam a diminuição das propriedades resistentes desse material, introduzindo também grandes deformações. Na madeira a perda da resistência só acontece por perda da secção existente devido à carbonização.

Poderá dizer-se que a madeira possui até um comportamento ao fogo que poderá ser melhor de que para outros materiais. A figura 4.19 apresenta uma interessante fotografia de um incêndio grave. Nessa imagem pode-se observar as vigas de madeira que, apesar da redução da sua secção, mantiveram a sua capacidade resistente (pelo menos quanto ao seu peso próprio e o das vigas de aço), enquanto os perfis metálicos colapsaram, apresentando uma enorme deformação.

Por outro lado, (Cachim, 2007) refere que este bom comportamento não deve ser generalizado indiscriminadamente, uma vez que se esse mesmo comportamento apenas se verifica para peças com secções transversais de grandes dimensões (superiores a 80 mm pelo menos). As peças de dimensões inferiores deverão ser protegidas de forma a assegurar um bom comportamento em caso de incêndio.

#### 4.2.6.2. Verificação da resistência ao fogo

A regulamentação de estruturas de madeira actualmente existente permite dimensionar correctamente, tendo em conta as propriedades e processos anteriormente referidos. O EC5, Parte 1-2 (CEN, 2004d), apresenta três metodologias diferentes para a verificação da resistência ao fogo de estruturas de madeira. Destas, foi utilizada o método simples ou método da secção transversal efectiva, considerando uma análise da estrutura por elementos. Nesta metodologia, as secções utilizadas são reduzidas, sendo a verificação feita para essas secções a 60% da carga para estado limite último, calculado segundo o EC5, Parte 1-1 (CEN, 2004c). O processo de cálculo completo encontra-se em anexo. Não se verificou a resistência das ligações.

O quadro 4.5 apresenta os valores da resistência ao fogo em minutos das soluções estudadas, calculadas pelo método simples. Pela observação dos valores da solução S1-A verifica-se que para peças com secções maiores, a sua resistência ao fogo é maior, mesmo que as cargas sejam maiores (vão de 7 m). Quanto à solução S1-B, as vigas secundárias foram as que condicionaram a resistência global dessa solução.

Quadro 4.5 – Verificação da resistência ao fogo (estabilidade) das soluções de madeira maciça (S1)

Vão	3 m	5 m	7 m
Solução S1-A	30 min	30 min	50 min
Solução S1-B	30 min	30 min	40 min

#### 4.2.6.3. Protecção ao fogo

Como foi referido anteriormente, torna-se por vezes necessário usar sistemas ou produtos de protecção ao fogo, atrasando o processo de combustão desta e aumentando por consequência o tempo de resistência ao fogo. Existem duas maneiras de proteger a madeira: recorrendo a produtos ignífugos ou através da interposição de barreiras protectoras.

Os produtos ignífugos ou retardantes de fogo, podem ser designados pela sigla FR (*Fire Retardant*) e são definidos de acordo com a norma EN 13943: 2000 como uma substância adicionada ou um tratamento aplicado a um material a fim de atrasar a ignição ou para reduzir o grau de desenvolvimento da combustão (CEN, 2000a). Esta definição resume e traduz a função destes produtos e o modo como estes podem ser aplicados. Os retardantes de fogo podem ser incorporados nos produtos de madeira durante o seu fabrico, introduzidos na madeira por impregnação em autoclave após o seu fabrico ou aplicados após a sua instalação (tintas e vernizes) (Ferreira, 2005). Estes produtos podem controlar a ignição, a propagação das chamas através da superfície da madeira e melhorar o grau de reacção ao fogo da madeira.

Os sistemas de protecção mecânicos constituem, no seu essencial, em revestimentos através de painéis de material isolante (figura 4.20) ou através da aplicação de argamassas fibrosas. Estes sistemas, para além de revestirem os elementos a proteger de materiais incombustíveis, são isolantes térmicos que atrasam o processo de ignição da madeira (figura 4.21).

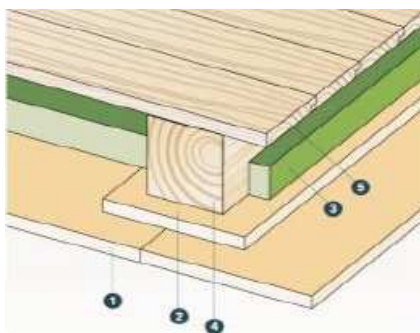


Fig. 4.20 – Sistema de protecção ao fogo fixado ao piso de madeira (Ferreira, 2005).

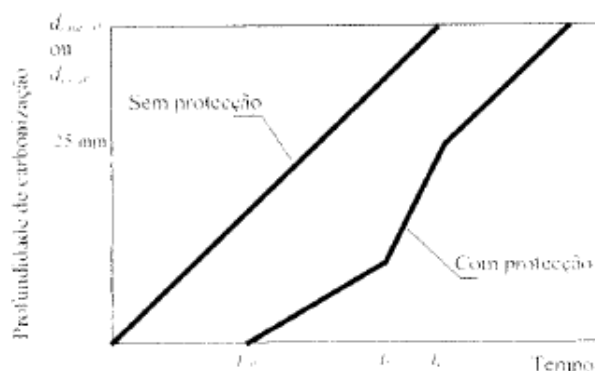


Fig. 4.21 – Variação da profundidade de carbonatação de elementos de madeira com o tempo, com ou sem protecção (Cachim, 2007).

#### 4.2.7. ISOLAMENTO TÉRMICO

Os pavimentos de madeira possuem geralmente um bom isolamento térmico. A condutibilidade térmica da madeira resinosa é cerca de  $0,18 \text{ W/m}^\circ\text{C}$  (Henriques, 2002). (Feio, 2007) refere que a madeira, à excepção dos isolantes térmicos, é o material que apresenta maior capacidade de isolamento térmico. O valor da resistência térmica ( $R$ ) para cada solução foi estimado segundo os valores dos materiais dispostos no ITE 50 (Santos, Matias, 2006) e as resistências térmicas superficiais presentes no RCCTE (2006), cujos resultados são apresentados no quadro 4.6. As soluções para vãos maiores apresentam valores mais elevados devido à maior altura da secção das vigas e ao menor espaçamento entre estas.

Um nível de isolamento muito mais elevado pode ser obtido através da execução de um tecto falso, fixado à estrutura de madeira através de conectores metálicos. Este tecto falso pode ser permeável ao ar (por exemplo, placas ou elementos de madeira, gesso, metálicas), criando um espaço de ar ventilado, ou impermeável ao ar (com recurso às mesmas placas ou elementos, mas com juntas seladas). O espaço de ar criado pode ainda ser completado com um isolante térmico.

Quadro 4.6 – Resistência térmica ( $R$ ) das soluções de madeira maciça (S1)

Vão	3 m	5 m	7 m
Solução S1-A	$0,64 \text{ m}^2 \cdot ^\circ\text{C/W}$	$0,74 \text{ m}^2 \cdot ^\circ\text{C/W}$	$0,98 \text{ m}^2 \cdot ^\circ\text{C/W}$
Solução S1-B	$0,61 \text{ m}^2 \cdot ^\circ\text{C/W}$	$0,64 \text{ m}^2 \cdot ^\circ\text{C/W}$	$0,73 \text{ m}^2 \cdot ^\circ\text{C/W}$

#### 4.2.8. ISOLAMENTO ACÚSTICO

O fraco desempenho acústico de pisos de madeira é geralmente um dos aspectos mais negativos destes. Os pisos de madeira possuem uma reduzida massa o que os tornam pouco isolantes a sons aéreos (lei da massa). Para além disso, os pisos de madeira são particularmente susceptíveis aos sons de percussão.

Para além deste tipo de pisos possuir uma massa reduzida (pelas características da madeira) que o tornam pouco isolante (lei da massa), a sua incorrecta execução pode resultar no surgimento de



frinchas que prejudicam ainda mais o isolamento acústico. É necessário um grande controlo na execução do soalho para que este fique bem ajustado, evitando a abertura de frinchas posteriores que terão de ser vedadas (Baião, Appleton, 1994).

Quanto às características inerentes do próprio material madeira, existem duas soluções para contornar o problema do isolamento acústico: através de pisos flutuantes ou através de um tecto falso. Existe uma grande diversidade de sistemas e materiais possíveis de se aplicar e disponíveis no mercado, pelo que esse assunto não será explorado neste trabalho.

#### 4.2.9. TEMPO E MODO DE EXECUÇÃO

Um piso de madeira tem à partida a vantagem de ser fácil de executar, sendo o seu tempo de construção relativamente rápido. Sendo um material leve, o seu manuseamento e montagem ficam facilitados. Para além disso, o sistema envolvido não requer tempos de espera, como os envolvidos no betão para a cura deste.

No entanto, esta rapidez e facilidade poderão não ser inteiramente realistas. Primeiro, apesar de a madeira ter sido usada como material estrutural durante séculos, como foi já referido, o advento do betão armado foi relegando a madeira para outro plano, sendo usada correntemente para outros fins, como, por exemplo, para acabamentos. Assim, não só o conhecimento de quem projecta poderá ter sido um pouco esquecido, tendo o seu ensino cessado praticamente de existir durante muitos anos, como o conhecimento de quem executa as soluções foi reduzido para um número menor de pessoas. A execução de pisos de madeira, não sendo uma prática comum actual, pelo menos quando comparada com estruturas de betão armado e até estruturas metálicas, poderá aumentar os tempos de execução, que normalmente se poderiam esperar menores. Felizmente, existe um número considerável de empresas especializadas no sector de madeiras.

Acrescenta-se ainda as dificuldades que a instalação de um piso de madeira poderá constituir num edifício onde as paredes de alvenaria estão já construídas. É certo que esta dificuldade pode ser transversal a todas as soluções apresentadas, porém, concretamente para esta solução, a maior dificuldade apresentada será provavelmente a realização dos apoios, quando é necessário executar novas aberturas para a introdução de vigas. Essas dificuldades passam, não só pela remoção de pedra da parede, que envolve por vezes o corte de grandes peças, como também pela própria colocação das vigas nestas aberturas. Relembre-se que a existência das paredes, aliada ao facto de as vigas constituírem peças contínuas de comprimento igual ao final, torna este processo de “encaixe” extremamente complicado. A experiência de uma obra na Rua Mouzinho de Silveira, no Porto, à qual se teve acesso, traduz precisamente essas dificuldades. Nesta obra chegou-se a colocar apenas três vigas por dia. A figura 4.22 constitui uma foto de trabalhadores a realizarem uma abertura para apoio de vigas secundárias. Analisando com atenção a fotografia, é possível ver que a abertura só é possível pelo corte de um bloco de pedra de dimensões consideráveis.



Fig. 4.22 – Realização de aberturas para apoio de vigas de madeira (Rua Mouzinho de Silveira, Porto).

#### 4.2.10. REVERSIBILIDADE E INTRUSÃO

As estruturas de madeira são à partida um sistema facilmente reversível e muito pouco intrusivo. De facto, se tivermos em conta que se está a adoptar uma solução e um material idêntico ao anteriormente existente, poderá dizer-se que o nível de intrusão no edifício é quase nulo.

Apenas soluções que sejam muito diferentes da anterior poderão se consideradas intrusivas, podendo causar alterações importantes no comportamento global do edifício. Isso poderá acontecer, por exemplo, quando a transmissão de cargas se altera profundamente, como quando se descarregam cargas em paredes onde outrora não acontecia. Outro exemplo será quando se alteram as condições de apoio, levando a cargas muito excêntricas, como já foi referido no ponto 4.2.4.

Por outro lado, se a solução adoptada conduz à realização de várias aberturas, poderá afirmar-se que será tão mais intrusiva quanto maior for o número de aberturas realizadas. Essa solução será igualmente pouco reversível, uma vez que é impossível regressar a uma condição igual à anterior antes da execução das aberturas.

#### 4.2.11. CUSTO

O custo de um piso de madeira maciço poderá ser o maior inconveniente desta solução. De facto, os custos estimados para este tipo de soluções vão desde 60 €/m<sup>2</sup> até quase os 100 €/m<sup>2</sup>. (quadro 4.7) Estes valores tiveram em conta um custo médio da madeira maciça fixado em 400 €/m<sup>3</sup>, custo do soalho de pinho de cerca de 25 €/m<sup>2</sup> e mão-de-obra estimada em 25 €/m<sup>2</sup> de piso.

Quadro 4.7 – Custo dos pisos de madeira maciça (S1)

Vão	3 m	5 m	7 m
Solução S1-A	64,40 €/m <sup>2</sup>	71,20 €/m <sup>2</sup>	88,50 €/m <sup>2</sup>
Solução S1-B	62,80 €/m <sup>2</sup>	67,00 €/m <sup>2</sup>	97,00 €/m <sup>2</sup>

#### 4.2.12. CONCLUSÕES

O uso da madeira maciça para pisos em edifícios antigos constitui uma solução bastante vantajosa, o que não é surpreendente, pois esta sido usada durante séculos na construção. Trata-se de um material leve e fácil de trabalhar, apesar de algumas dificuldades de execução desta solução já referidas.

A sua leveza, aliada a uma alta resistência, torna também proveitoso o uso deste material. Apesar de um piso executado em madeira poder ser pouco rígido no próprio plano e de possuir um desempenho fraco em termos de comportamento de diafragma, esse problema pode ser resolvido com recurso a tirantes metálicos, que comprovaram já a sua eficácia na ocorrência de sismos.

Foi também clarificado que a madeira tem uma elevada resistência ao fogo, se dimensionada para o efeito ou recorrendo a sistemas de protecção. Os pisos de madeira possuem também um bom isolamento térmico.

Por outro lado, a madeira apresenta algumas desvantagens difíceis de contornar. Uma das maiores desvantagens será o seu custo. Enquanto em que noutros países da Europa o custo deste material é bastante acessível, especialmente nos países nórdicos, em Portugal, o elevado custo da madeira constitui um entrave ao seu uso.

As fracas propriedades da madeira como isolante acústico podem igualmente ser apontadas como uma importante desvantagem desta solução, sendo necessário recorrer a outros sistemas para resolver esta questão.

Quanto à durabilidade da madeira, esta não depende necessariamente da solução adoptada. A água constitui o agente mais pernicioso para a madeira, pois por um lado diminui a sua durabilidade se a madeira for exposta a períodos de secagem/molhagem e, por outro lado, favorece o aparecimento de agentes biológicos como fungos e carunchos. A presença da água depende, não da solução adoptada para o piso, mas antes dos elementos que a protegem desta, como as paredes e cobertura.

Quadro 4.8 – Vantagens e desvantagens de pisos de Madeira Maciça (S1)

Vantagens	Desvantagens
Leveza	Elevado custo
Bom comportamento ao fogo	Mau isolamento acústico
Tempo de execução	Variações dimensionais originadas pela água
Reversibilidade	Sujeito a ataques por agentes biológicos
Material renovável e reciclável	Baixa rigidez no próprio plano

### 4.3. PISOS DE MADEIRA LAMELADA COLADA (S2)

#### 4.3.1. GENERALIDADES

##### 4.3.1.1. Definição e origem

Os produtos de madeira lamelada colada são de uso relativamente recente em Portugal, enquanto noutros países como os Estados Unidos da América, a Suíça, a Noruega, a Suécia ou a Alemanha, o recurso a esta técnica na construção tem vindo a ser usado desde há muito tempo. De facto, a criação

da madeira lamelada colada é atribuída a um alemão, Otto Hetzer, no início do século XX, tendo esta tecnologia sido usada em várias ocasiões nos países acima referidos. A sua origem terá surgido quando Hetzer decidiu substituir as ligações metálicas entre tábuas por colas. Durante e após a 2ª Grande Guerra, houve um grande incremento de produção, pela escassez de ferro como matéria prima, e principalmente devido ao desenvolvimento tecnológico de colas sintéticas, melhorando a durabilidade deste material (Gaspar *et al*, 2005).

A madeira lamelada colada é constituída por lamelas de madeira de espessura pré-dimensionada, não superior a 45 mm, colocadas por sobreposição e com determinada orientação (figura 4.23), e coladas entre si com colas altamente resistentes. A ligação do topo entre lamelas é realizada por entalhes múltiplos (figura 4.24), transformando as forças de tracção aplicadas à cola em esforços de corte e de aderência (Feio *et al*, 2007). O processo de fabricação destes compostos permite a eliminação das deficiências mais importantes, devido a uma selecção criteriosa das peças de madeira a ser utilizadas para as lamelas. Através deste processo conseguem-se obter peças mais homogéneas, mais isotrópicas, e com maior resistência para uma mesma secção de madeira maciça.

Uma das grande vantagens da madeira lamelada colada é a possibilidade de se conseguir obter uma grande variedade de formas e elementos de maiores dimensões que com a madeira maciça. Assim, o recurso à madeira lamelada colada é frequente quando se quer vencer vãos maiores como alternativa ao aço ou mesmo ao betão, sendo usada em vigas de pavimentos e coberturas, vigas de pórticos e pilares de fachadas.

De referir o seu uso em coberturas de piscinas, em instalações da indústria química, ou outros ambientes semelhantes, pois pelas suas características, a madeira não tem problemas de corrosão ou oxidação, sendo imune às acções dos cloretos da água do mar e do cloro das piscinas (Henriques, 2002). Em Portugal, a título exemplificativo do recurso a esta tecnologia, é interessante citar a execução da cobertura da Sala Atlântico do Pavilhão Atlântico construído para a Exposição Mundial de Lisboa de 1998, tratando-se da primeira grande construção em madeira lamelada colada no país.

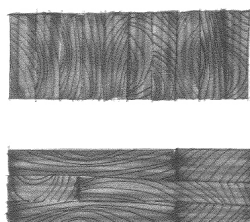


Fig. 4.23– Configuração das lamelas conforme a largura: inferiores a 20cm (em cima) ou superiores a 20cm (em baixo) (Feio *et al*, 2007).

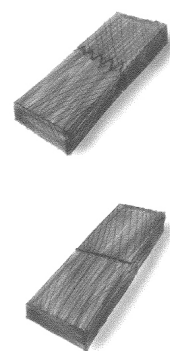


Fig. 4.24 – Soluções para ligação entre lamelas (Feio *et al*, 2007).

#### 4.3.1.2. Tipos de madeira lamelada colada

O *Glulam*, nome pelo qual a madeira lamelada colada é também conhecida (do inglês Glue Laminated Lumber), pode ser fabricado de duas formas diferentes, dando origem a dois produtos diferentes: o *Glulam* homogéneo e o *Glulam* combinado.

Na produção do primeiro, as lamelas são colocadas de uma forma homogénea, justapondo-as de forma vertical, em vigas de inércia variável, ou na horizontal, em lajes de largura variável ou tabuleiros de pequenas pontes.

No caso do segundo, o *Glulam* combinado, existe uma colocação diferenciada, contudo criteriosa, geralmente colocando as lamelas de melhor qualidade nos extremos da secção (fibras superior e inferior), e as lamelas com qualidade inferior no centro. Isto deve-se ao facto de, para uma viga que esteja sujeita unicamente à flexão, as tensões máximas verificam-se nas superfícies inferior e superior, ou seja, nos extremos da secção transversal, e a meio vão desta. Ao se proceder à distribuição das lamelas conforme referido resulta um melhor aproveitamento da madeira, obtendo ainda assim as resistências desejadas.

#### 4.3.2. SOLUÇÕES PROPOSTAS

##### 4.3.2.1. Descrição das soluções

O sistema adoptado para pisos de madeira lamelada colada é muito semelhante ao dos pisos de madeira maciça. Considerou-se igualmente dois sistemas estruturais diferentes: um piso tradicional com soalho sobre vigamento (figura 4.25), e outro com um sistema de vigas principais, vigas secundárias e soalho (figuras 4.26 e 4.27). Nos quadros 4.9 e 4.10 estão indicados as dimensões e espaçamentos dos elementos para cada uma das soluções adoptadas. Considerou-se a classe de resistência das vigas GL24h segundo a NP EN 1194 (CEN, 2002a).

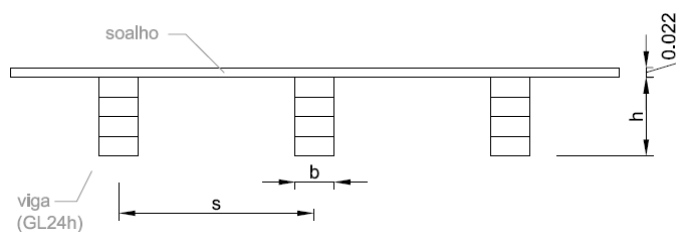


Fig. 4.25 – Esquema da solução de madeira lamelada colada S2-A.

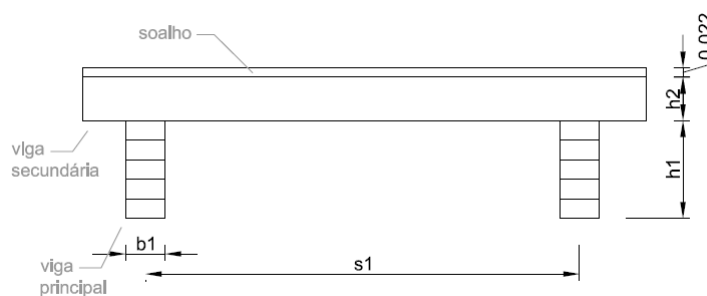


Fig. 4.26 – Esquema da solução de madeira lamelada colada S2-B (corte transversal).

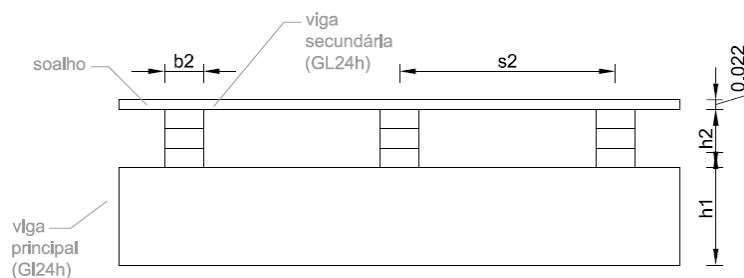


Fig. 4.27 – Esquema da solução de madeira lamelada colada S2-B (corte longitudinal).

Quadro 4.9 – Dimensões e espaçamentos das vigas da solução em madeira lamelada colada S2-A

Vão	h (m)	b (m)	s (m)
3 m	0,135	0,09	0,50
5 m	0,18	0,115	0,40
7 m	0,225	0,140	0,35

Quadro 4.10 – Dimensões e espaçamentos das vigas da solução em madeira lamelada colada S2-B

Vão	Vigas principais			Vigas secundárias		
	$h_1$ (m)	$b_1$ (m)	$s_1$ (m)	$h_2$ (m)	$b_2$ (m)	$s_2$ (m)
3 m	0,18	0,115	2,0	0,135	0,09	0,50
5 m	0,27	0,18	2,0	0,135	0,09	0,50
7 m	0,315	0,225	1,5	0,135	0,09	0,50

#### 4.3.2.2. Critérios de dimensionamento

O dimensionamento das soluções deste tipo foi realizado segundo o Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1: 2004) referente a estruturas de madeira, nomeadamente a parte 1, cujo conteúdo estabelece regras gerais e a regras para edifícios (CEN, 2004c).

De referir que a solução S2-A para o vão de 7 m, possui uma frequência de vibração fundamental estimada, menor que 8 Hz, o que, segundo o EC5, deverá ser alvo de uma análise específica quanto à vibração. Por essa verificação sair fora do âmbito deste trabalho, essa verificação não foi realizada.

O dimensionamento foi feito de acordo com as dimensões de secções correntes disponibilizadas no mercado, admitindo-se, contudo, que este tipo de produto possibilita praticamente quaisquer dimensões. De notar, por exemplo, que as alturas constituem múltiplos de 45 cm, ou seja, a dimensão máxima das lamelas.

#### 4.3.3. EFEITO NA RESTANTE ESTRUTURA

O peso volúmico da madeira lamelada colada depende da espécie utilizada. No seu processo de fabrico, por se escolherem as peças de melhor qualidade e mais densas, o seu peso volúmico é em

geral maior que elementos de madeira maciça. Em contrapartida, a sua resistência é maior, logo este tipo de solução acaba por apresentar, à partida, a mesma leveza que a solução de madeira maciça, e todas as vantagens para a restante estrutura que essa característica acarreta. No quadro 4.11 são apresentados os pesos próprios de cada solução proposta.

Quadro 4.11 – Peso próprio das soluções de madeira lamelada colada (S2)

Vão	3 m	5 m	7 m
Solução S2-A	0,16 kN/m <sup>2</sup>	0,26 kN/m <sup>2</sup>	0,40 kN/m <sup>2</sup>
Solução S2-B	0,20 kN/m <sup>2</sup>	0,25 kN/m <sup>2</sup>	0,34 kN/m <sup>2</sup>

#### 4.3.4. OUTROS CRITÉRIOS

Por ser uma solução muito semelhante à de madeira maciça, muitas das suas características quanto aos critérios analisados são igualmente semelhantes. Por essa razão características como a ligação às paredes, o isolamento térmico, o isolamento acústico, o tempo e modo de execução e a reversibilidade e intrusão são idênticas à solução anterior, considerando-se portanto, terem já sido referidas.

#### 4.3.5. COMPORTAMENTO AO FOGO

Existe uma relação directa entre a densidade da madeira e a velocidade da sua combustão. Esta última, é tanto menor, quanto maior for a densidade. De facto a maior densidade da madeira lamelada colada e sua maior qualidade e homogeneidade tornam-na um pouco mais resistente que a madeira maciça. De facto, este aspecto é admitido pelo Eurocódigo 5, Parte 1-2 (CEN, 2004d), atribuindo à madeira lamelada colada um valor ligeiramente menor de velocidade de combustão.

O quadro 4.12 apresenta os valores da resistência desta solução, estimados pelo mesmo método simplificado do Eurocódigo 5 usado para a solução de madeira maciça (S1).

As protecções ao fogo a utilizar nestas soluções podem ser do mesmo tipo apresentadas para a madeira maciça. No entanto, é importante referir que, tratando-se de um produto de madeira composta, a aplicação de produtos retardante do fogo pode efectuar-se incorporando-os facilmente durante o seu fabrico.

Quadro 4.12 – Verificação da resistência ao fogo (estabilidade) das soluções de madeira lamelada colada (S2)

Vão	3 m	5 m	7 m
Solução S2-A	30 min	40 min	50 min
Solução S2-B	30 min	30 min	40 min

#### 4.3.6. CUSTO

O custos estimados para esta solução são apresentados no quadro 4.13. Foi fixado o preço médio da madeira lamelada colada em 650 €/m<sup>3</sup>, sendo os restantes custos iguais ao da solução S1 (soalho a 25 €/m<sup>2</sup> e mão-de-obra a 25€/m<sup>2</sup>). Apesar do preço mais caro da madeira lamelada colada em relação à

maciça, a sua maior capacidade resistente acaba por compensar o custo, obtendo-se soluções apenas um pouco mais caras.

Quadro 4.13 – Custo dos pisos de madeira lamelada colada (S2)

Vão	3 m	5 m	7 m
Solução S1-A	68,50 €/m <sup>2</sup>	83,60 €/m <sup>2</sup>	108,50 €/m <sup>2</sup>
Solução S1-B	72,50 €/m <sup>2</sup>	81,60 €/m <sup>2</sup>	96,50 €/m <sup>2</sup>

#### 4.3.7. CONCLUSÕES

Os pisos de madeira lamelada colada, para além das vantagens associadas ao uso do material madeira, constituem à partida uma solução melhorada em relação à anterior. A madeira lamelada colada constitui um produto melhorado pela sua maior resistência, maior fiabilidade e maior variedade de formas e dimensões. De facto, a seu processo de fabrico associado a uma criteriosa escolha de lamelas e eliminação de defeitos contrasta com a madeira maciça. A madeira maciça pode ser classificada através de métodos visuais que podem ser questionáveis e falíveis.

Quadro 4.14 – Vantagens e desvantagens de pisos de Madeira Lamelada Colada (S2)

Vantagens	Desvantagens
As mesmas da madeira maciça: leveza, bom isolante térmico, tempo de execução	Elevado custo
Maior homogeneidade que a madeira maciça	Mau isolamento acústico
Maior estabilidade dimensional que a madeira maciça	
Possibilidade de peças de maior dimensão	

## 4.4. PISOS MISTOS AÇO-MADEIRA (S3)

### 4.4.1. GENERALIDADES

No capítulo 3 já foram referidos casos em que as vigas de aço foram usadas em pisos de madeira tradicionais, em substituição das vigas de madeira, ou como solução de reforço.

O recurso a elementos metálicos em edifícios antigos tem-se feito não só na época do surgimento deste material como novo material de construção, como actualmente ainda é usado em soluções de reabilitação. Por possuir uma elevada rigidez, o metal tornou-se num material ideal para resolver problemas, por exemplo de deformação. O reforço de pavimentos de madeira, através a introdução de vigas metálicas intercaladas pelas vigas existentes de madeira, constitui ainda nos dias de hoje uma técnica recorrente (figura 4.28). As vigas metálicas absorvem parte das cargas, diminuindo o nível de esforço nas vigas de madeira, conseguindo-se assim um aumento da rigidez do pavimento e como consequência, uma redução da deformabilidade e das vibrações (Ilharco, 2008).





Fig. 4.28 – Introdução de perfis metálicos em piso de madeira tradicional no Mosteiro de Tibães, Braga (Ilharco, 2008).

De referir que o uso de elementos metálicos foi para além do simples reforço ou substituição. No século XIX surgiram em diversos edifícios de alvenaria, “marquises” que materializavam um espaço de dimensões reduzidos, onde por vezes eram colocadas instalações sanitárias. Estas eram realizadas através de vigas e pilares metálicos, em alternativa aos elementos de madeira que se deterioravam rapidamente devido à presença de água (NESDE, 2005). No entanto, as vantagens baseadas nas propriedades deste novo material de construção não eram suficientes, só por si, para manter a boa qualidade na construção. A falta de protecção eficaz dos elementos metálicos contra a corrosão ou o facto destes passarem a suportar cargas muito superiores às inicialmente previstas, faziam com que estas soluções se degradassem rapidamente.

#### 4.4.2. SOLUÇÕES PROPOSTAS

##### 4.4.2.1. Descrição das soluções

Como referido, esta solução é bastante semelhante às anteriores, fazendo recurso de vigas metálicas em vez de vigas de madeira. Os perfis escolhidos para este tipo de soluções foram perfis em “I” do tipo IPE. A figura 4.29 apresenta um esquema construtivo das soluções propostas, e no quadro 4.15 as respectivas dimensões e espaçamentos.

Considerou-se esta solução usando perfis metálicos e soalho, e não uma solução com uma grelha metálica, por exemplo, pois essa solução não tem muito interesse em usos habitacionais, sendo mais orientada para edifícios industriais ou de escritórios. O soalho funciona como isolante entre os espaços e constitui ele próprio o acabamento. De referir, à semelhança das soluções de madeira, a necessidade de elementos de travamento que podem ser constituídos por vigas de aço de secção menor, dispostos entre os perfis e soldados a estes.

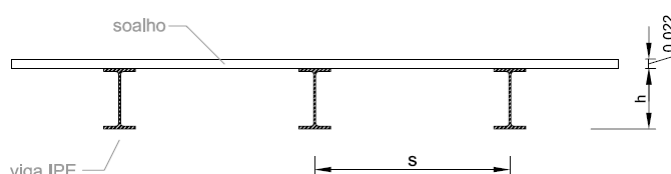


Fig. 4.29 – Esquema da solução mista aço madeira S3.

Quadro 4.15 – Dimensões e espaçamentos das vigas da solução aço-madeira (S3)

Vão	Designação do perfil	h (m)	s (m)
3 m	IPE 80	0,08	0,50
5 m	IPE 120	0,12	0,50
7 m	IPE 140	0,14	0,30

#### 4.4.2.2. Critérios de dimensionamento

O dimensionamento foi feito de acordo com o Eurocódigo 4 referente a estruturas de aço, nomeadamente a parte 1, cujo conteúdo estabelece regras gerais e as regras para edifícios (CEN, 2005a), verificando-se as disposições referentes aos esforços relevantes para estado limite último (flexão, esforço transversos e encurvadura à flexão) e estado limite de serviço (flecha no estado final e variação de flecha devido a acções variáveis).

#### 4.4.3. EFEITO NA RESTANTE ESTRUTURA

O peso volúmico do aço é de  $7850 \text{ kg/m}^3$ . A sua resistência e módulo de elasticidade é bastante superior ao da madeira, no entanto, como já foi referido o rácio resistência/peso é menor que o da madeira. Esta característica torna as soluções baseadas neste material mais pesadas do que as de madeira, principalmente para vãos maiores. Mesmo assim esta solução apresenta valores quanto ao peso próprio da estrutura muito reduzidos e compatíveis com as paredes de alvenaria (quadro 4.16).

Quadro 4.16 – Peso próprio das soluções aço-madeira (S3)

Vão	3 m	5 m	7 m
Solução S1	0,20 $\text{kN/m}^2$	0,29 $\text{kN/m}^2$	0,50 $\text{kN/m}^2$

#### 4.4.4. COMPORTAMENTO SÍSMICO

Já foi referido ao longo deste trabalho o recurso a vigas de aço utilizado como reforço sísmico em edifícios. A razão do recurso a este material deve-se ao facto de apresentar uma elevada rigidez, pelo que a utilização de vigas metálicas na realização deste tipo de soluções poderá melhorar o comportamento aos estados limites de utilização. Por outro lado, essa rigidez poderá ser um factor importante no desempenho sísmico do edifício, não só numa ligação eficaz entre as paredes de alvenaria, como também no efeito de diafragma. Note-se que as soluções apresentadas não foram dimensionadas tendo em conta acções horizontais. Para que estas apresentem um bom comportamento na ocorrência de um sismo seria necessário realizar o dimensionamento a essas acções.

Por outro lado, a ideia de que este tipo de piso melhore o comportamento do edifício é baseada apenas na assumpção de que os elementos metálicos contribuam com a sua rigidez, o que na realidade poderá não se verificar.

Num trabalho sobre técnicas de reforço sísmico publicado por (Branco, Guerreiro, 2007), os resultados de um modelo numérico, realizado para um edifício do tipo “gaioleiro”, apontam para um

comportamento de um piso metálico semelhante ao apresentado, pior do que o do piso de madeira existente e sem reforço. No entanto, este estudo não especifica o tipo de ligação usado na ligação das vigas às paredes de alvenaria, um aspecto que poderá ter grande importância no comportamento sísmico do piso.

#### 4.4.5. LIGAÇÃO ÀS PAREDES

A ligação às paredes de alvenaria neste tipo de pisos poderá efectuar-se de forma muito semelhante à de um piso de madeira maciça, já descrito em 4.2.6.

O apoio das vigas metálicas poderá ser feito ligando-as a uma cantoneira metálica de perfil “L” ou a uma viga em “U”, que por sua vez é chumbada à parede de alvenaria. Apesar das desvantagens de introduzirem cargas excêntricas na parede, esta poderá ser uma boa solução, na medida em que este elemento ligado ao longo da parede, para além da função de ligar o piso à parede, poderá constituir ele próprio um elemento de reforço da parede.

Quando existam aberturas na parede do piso anteriormente existente e que se possam aproveitar – de dimensões e espaçamento adequados – a ligação poderá ser feita inserindo as vigas nestas aberturas, poupando-se trabalho. No entanto, a realização de novas aberturas, é também possível.

#### 4.4.6. COMPORTAMENTO AO FOGO

##### 4.4.6.1. A vulnerabilidade das estruturas metálicas

É do conhecimento geral que as estruturas metálicas não apresentam um bom comportamento ao fogo, pelo que este aspecto será um dos mais desvantajosos deste tipo de solução. Apesar de não se tratar de um material inflamável, como é o caso da madeira, as elevadas temperaturas criadas por situações de incêndio alteram profundamente as propriedades deste material. As alterações que ocorrem incluem a redução da resistência mecânica e da rigidez dos elementos (figuras 4.30 e 4.31). O aço começa a perder a sua capacidade resistente por volta dos 200°C, continuando a perder resistência a um ritmo crescente até aos 750°C, a partir do qual a taxa de perda de resistência estabiliza. (Robinson, 1993).

Adicionalmente, as elevadas temperaturas promovem a expansão térmica diferencial dos elementos, podendo originar aumento de tensões quando estas expansões são constringidas pela restante estrutura (Piloto, 2000).

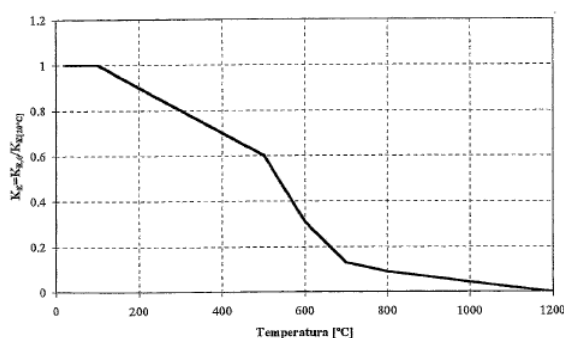


Fig. 4.30 – Factor de redução do módulo de elasticidade para aços (Piloto, 2000).

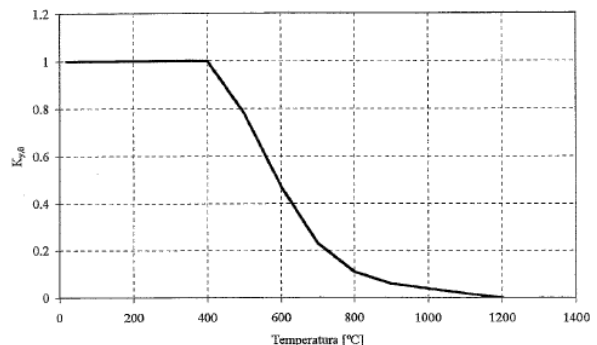


Fig. 4.31 – Factor de redução da tensão de cedência para aços (Piloto, 2000).

#### 4.4.6.2. Dimensionamento ao fogo

Por não ser o objectivo deste trabalho aprofundar cada um dos aspectos de cada uma das soluções, e por a verificação ao fogo de estruturas metálicas se tratar de assunto razoavelmente complexo, as soluções apresentadas não foram dimensionadas tendo em conta o risco de incêndio. No entanto, não descurando a importância deste aspecto são referidas os métodos de verificação ao fogo e medidas de protecção.

Existem duas formas básicas de garantir a resistência ao fogo das estruturas metálicas. Uma delas é usar as propriedades do material à temperatura normal no cálculo e posteriormente aplicar aos elementos da estrutura produtos que mantenham a sua temperatura em valores suficientemente baixos. Uma segunda forma é ter em consideração a modificação das propriedades do material a elevadas temperaturas. Segundo (Robinson, 1993), o primeiro método, embora mais utilizado, trata-se de um método prescritivo e menos “racional” que o segundo. Refere que, segundo estudos recentes, a temperatura associada à rotura de um determinado elemento depende das cargas a que está sujeito, do gradiente térmico, das dimensões e da distribuição de tensões. Ao se quantificar estes efeitos obtêm-se assim um dimensionamento mais correcto.

#### 4.4.6.3. Sistemas de protecção

Existem várias formas de se proteger as estruturas metálicas da acção do fogo. Seguidamente são apresentados vários tipos de protecção, segundo (Robinson, 1993).

##### a) Materiais Projectados

Os materiais projectados são dos mais utilizados mundialmente, provavelmente por serem bastante baratos. São também rápidos e fáceis de se aplicar, mesmo em peças de desenho mais complexo ou em conectores. Por outro lado, o seu aspecto não é agradável, requer limpeza após aplicação e controle da sua espessura na obra.

Este tipo de produtos podem constituir argamassas compostas por gesso (aproximadamente 80% do peso seco), cimento Portland, resinas acrílicas e cargas inertes, tais como poliestireno expandido e celulose. O material projectado também pode ser constituído à base de fibras obtidas a partir de rocha basáltica (figura 4.32). Independentemente do material utilizado a sua função é a de absorver a energia do fogo, permitindo manter o aço a uma temperatura relativamente baixa.

##### b) Placas de protecção

As placas de protecção podem constituir uma solução mais cara que os materiais projectados, essencialmente pelos custos associados ao trabalho de fixação dos painéis. As placas são geralmente aplicadas em volta das secções a proteger e em alguns casos são deixadas visíveis por apresentarem uma estética agradável. Neste tipo de protecção recorre-se de placas de gesso cartonado ou placas de lâ de rocha (figura 4.33).



Fig. 4.32 – Aplicação de fibra projectada para a protecção de viga metálica (Pannoni, 2005).



Fig. 4.33 – Placas de lâ de rocha para a protecção de elementos metálicos (Pannoni, 2005).

#### c) Tintas Intumescentes

Outra forma de protecção é através da aplicação de tinta intumescente, cujo princípio de funcionamento é diferente dos anteriores. A demão de tinta aplicada tem uma espessura não maior do que 1 mm. A camada de protecção surge através da acção do calor (a partir dos 200°C), libertando um gás que faz a tinta expandir, formando uma espuma rígida que isola o aço dos gases quentes gerados no incêndio.

#### d) Enclausuramento com betão

Finalmente, a protecção dos elementos metálicos pode fazer-se através do enclausuramento destes com betão. No entanto, devido à pouca aplicabilidade deste método nesta solução, fica apenas a referência.

#### 4.4.7. ISOLAMENTO TÉRMICO

A condutibilidade térmica do aço é bastante elevada, cerca de 50 W/m.°C (Santos, Matias, 2006), o que torna este material muito pouco isolante. No entanto, devido ao revestimento de soalho, este tipo de piso oferece algum isolamento térmico. Calculando o valor da resistência térmica para as soluções apresentadas obtêm-se o valor comum de 0,46 m<sup>2</sup>.°C/W para os vários vãos, cuja parcela correspondente às vigas de aço é praticamente nula.

O isolamento térmico pode ser garantido através de sistemas semelhantes aos apresentados para as soluções S1 e S2, ou seja, a colocação de tecto falso com a interposição ou não de material isolante.

#### 4.4.8. ISOLAMENTO ACÚSTICO

À semelhança das soluções anteriores, este tipo de piso possui um fraco desempenho acústico. Simplesmente avaliando a sua massa, facilmente se conclui que por apresentar baixo peso próprio, o nível de isolamento apresentado é muito baixo. Por esse motivo, este tipo de soluções requer à partida sistemas de isolamento acústico complementares.

#### 4.4.9. TEMPO E MODO DE EXECUÇÃO

Este tipo de estrutura é relativamente fácil e rápido de se executar. À semelhança das vigas de madeira, as vigas chegam à obra já prontas, o que reduz eventuais tempos de montagem dos pisos, centrando-se a mão-de-obra na realização dos apoios das vigas e na ligação de todos os componentes do piso (soalho, vigas transversais, tecto-falso, etc.). No entanto, o facto de o peso das vigas de aço ser algo elevado, sobretudo quando comparadas com as vigas de madeira, pode oferecer dificuldades na sua deslocação e introdução dentro do edifícios. As vigas de maiores dimensões em comprimento e secção são as que mais problemas podem causar na execução deste tipo de soluções, sobretudo na fase de colocação nos respectivos apoios.

#### 4.4.10. REVERSIBILIDADE E INTRUSÃO

Apesar de o aço ser mais pesado que a madeira, as soluções com o recurso a este material pode ser tão leve como as soluções tradicionais com recurso a vigas de madeira. Por esse facto, o seu nível de intrusão torna-se reduzido introduzindo poucas alterações na restante estrutura em termos de cargas induzidas. A sua reversibilidade também pode ser considerada adequada, na medida em que na maioria dos casos é possível regressar a um estado semelhante ao inicial.

Relativamente aos apoios realizados neste tipo de pisos, as vigas de aço, ao permitirem um maior espaçamento entre estas, poderão originar maiores concentrações de tensão na alvenaria, no caso de estas estarem embebidas na parede. Por outro lado, um maior espaçamento pode significar um menor número de aberturas a realizar, constituindo nessa perspectiva, uma solução menos intrusiva que os pisos de vigas madeira.

#### 4.4.11. CUSTO

A estimativa do custo das soluções propostas varia entre os 50 e os 76 €/m<sup>2</sup>, conforme apresentado no quadro 4.17. Nesta estimativa considerou-se um preço do aço em perfis de 0,86 €/kg, um custo do s de soalho 25€/m<sup>2</sup> e a mão-de-obra de 15 €/m<sup>2</sup>. Comparando estes valores com as soluções em madeira S1 e S2, conclui-se que os pisos com recurso a vigas metálicas são mais baratos que estes.

Quadro 4.17 – Custo dos pisos aço-madeira (S3)

Vão	3 m	5 m	7 m
Solução S3	50,20 €/m <sup>2</sup>	62,10 €/m <sup>2</sup>	76,60 €/m <sup>2</sup>

#### 4.4.12. CONCLUSÕES

Os pisos aço-madeira surgem como uma boa alternativa aos pisos de madeira, possuindo algumas vantagens e desvantagens em relação a estes, como resumido no quadro 4.18. Os pisos com vigas metálicas permitem soluções ligeiramente mais económicas que as de madeira, conseguindo-se reduzir a altura do piso, o que é relevante quando existem restrições em relação ao pé-direito. No entanto, este tipo de soluções apresenta um mau comportamento ao fogo, um mau isolamento térmico (apenas garantido pelo uso do soalho) e um comportamento sob acções sísmicas que pode ser benéfico mas suscita ainda algumas dúvidas.

Quadro 4.18 – Vantagens e desvantagens de pisos de Aço-Madeira (S3)

Vantagens	Desvantagens
Leveza	Mau comportamento ao fogo
Reduzida altura da solução	Custo elevado

## 4.5. PISOS MISTOS MADEIRA-BETÃO (S4)

### 4.5.1. GENERALIDADES

Esta solução mista que consiste na conjugação de dois materiais muito diferentes. Apesar de ter sido usada já em estruturas novas, surgiu como solução de reabilitação de pavimentos de madeira. Segundo (Dias *et al*, 2003), esta técnica construtiva começou a ser usada pela primeira vez a partir dos anos 30 e continuando após a 2ª Grande Guerra Mundial, um pouco à custa da falta de aço que se verificava nestas épocas. No entanto, só na década de 70 começaram a surgir estudos sobre este assunto, aumentando, a partir dessa altura, o seu desenvolvimento e investigação.

Os pavimentos de madeira-betão têm por base pisos tradicionais de madeira, constituídos por vigamentos e soalho, ao qual se acomoda superiormente uma lajeta de betão de reduzida espessura, aproveitando o soalho como cofragem (figura 4.34). Esta técnica não só constitui um aproveitamento dos materiais e estruturas existentes (vigas e soalho de madeira), como se trata de uma transformação do piso num sistema que permite tirar partido das melhores propriedades de cada material: o betão é utilizado como elemento que resiste à compressão, e a madeira como elemento que resiste à tracção (Branco, Cruz, 2002). (Dias *et al*, 2003) faz a seguinte analogia, comparando este sistema com o betão armado, em que os elementos de madeira podem ser idealizados como a armadura de tracção num elemento de betão armado.

Como mais adiante se desenvolverá, a ligação entre estes dois materiais é de grande importância, pelo que é necessária a existência de conectores entre estes. Inicialmente utilizavam-se ligadores tradicionais de madeira, nomeadamente pregos, parafusos, etc, mas recentemente têm vindo a ser desenvolvidos ligações específicas para este sistema com maior eficiência estrutural e facilidade de aplicação (Dias *et al*, 2003).

Diversos autores apontam vantagens para este sistema construtivo. Para além da rentabilização do material já referido, o piso misto madeira-betão introduz à partida um melhor comportamento acústico, melhor protecção contra ao fogo e maior capacidade de carga.

Quanto ao uso em construções novas, cita-se apenas a título de referência o seu uso em soluções cujos vãos são superiores ao normalmente associados a soluções de madeira simples, existindo mesmo a convicção que o melhoramento do comportamento da estrutura mista é maior, até determinado limite, quanto maior for o vão (Dias *et al*, 2003). Os casos recorrentes mais relevantes de estruturas novas através deste sistema são sobretudo tabuleiros de pontes de pequeno vão.

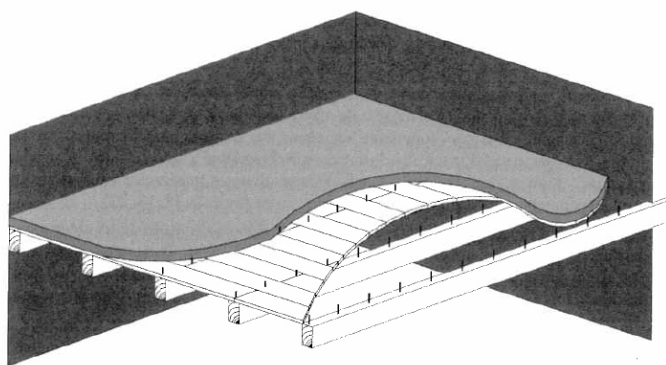


Fig. 4.34 – Esquema construtivo de um piso misto madeira-betão (Dias *et al*, 2003).

#### 4.5.2. SOLUÇÕES PROPOSTAS

##### 4.5.2.1. Descrição das soluções

Foi referido anteriormente a importância das ligações entre os dois materiais. De facto, o comportamento deste tipo de estrutura não depende apenas dos dois materiais, betão e madeira, mas igualmente dos ligadores que intervêm no seu funcionamento. Estes são responsáveis pela adequada interacção entre os dois materiais, fazendo com que os dois funcionem em conjunto, mantendo o betão à compressão e a madeira como zona mais traccionada. Se não existisse esta interligação, ter-se-iam dois materiais funcionando independentemente à flexão simples. Os ligadores impedem não só o deslizamento entre as superfícies dos materiais, como evitam igualmente a ocorrência de deslocamentos verticais diferenciais.

Uma ligação rígida entre os dois materiais, ou seja, sem qualquer deslizamento entre os dois materiais é possível, porém é apenas realizável através de um elevado número de ligadores (figura 4.35), sendo essa uma opção dispendiosa (Branco, Cruz, 2002).



Fig. 4.35 – Ligações rígidas (Branco, Cruz, 2002).

Ao se diminuir a rigidez ou número de ligadores, permite-se pequenos deslizamentos entre a madeira e o betão e, consequentemente, a diminuição da rigidez efectiva da solução. (Branco, Cruz, 2002) refere que a rigidez efectiva à flexão pode variar, em relação à rigidez apresentada para um pavimento de ligação rígida, entre os 50% – para ligações do tipo apresentadas na figura 4.36 – e os 100% – para ligações do tipo apresentadas na figura 4.37.



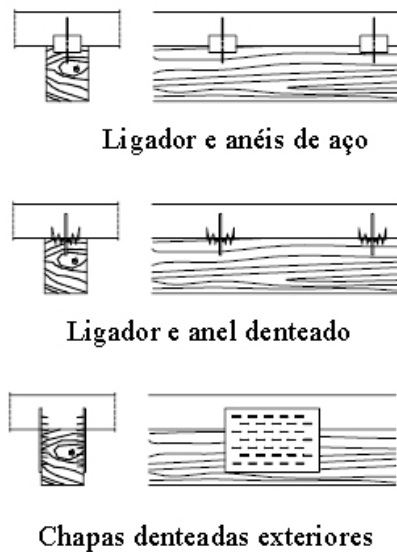


Fig. 4.36 – Ligações com anéis de aço ou chapas dentadas (Branco, Cruz, 2002).

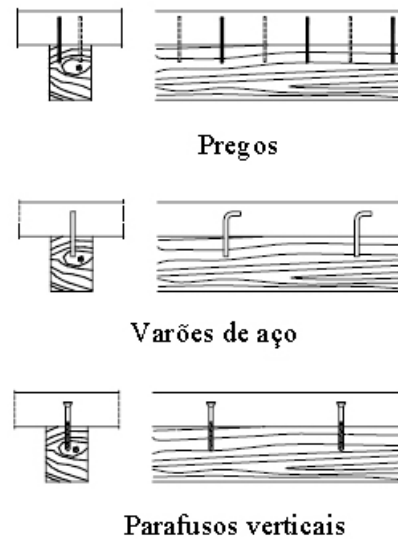


Fig. 4.37 – Ligações com pregos, varões ou parafusos (Branco, Cruz, 2002).

Quanto maior a rigidez da ligação, menor são as tensões de tracção instaladas no betão. (Dias *et al*, 2003) refere que em alguns casos poderá não se conseguir evitar alguma fissuração do betão, considerando valores de rigidez de ligadores comuns. No entanto, contrapõe que segundo diversos autores a colocação de armadura para o controlo deste efeito não tem grande relevância, uma vez que esses valores de tensão são atingidos apenas para valores muito próximos da rotura da laje. Será contudo necessária uma armadura de forma a controlar a fendilhação por efeito de retracção. Esta poderá ser colocada a meio da secção de betão.

Apesar do que foi dito a cerca da importância dos ligadores e também das propriedades do betão, existem estudos que concluem que as propriedades da madeira poderão ter um peso 5 a 10 vezes maior do que estes (Dias *et al*, 2003).

As soluções propostas constituem numa estrutura de madeira semelhante à solução S1-A, com vigas da classe C18 e soalho de 0,022 mm, sobre o qual é colocada uma camada de betão de 4 cm de espessura (classe C25/30), com uma rede electrosoldada a meio da secção (figura 4.38). Os conectores usados são de varões de aço de 8 mm. O quadro 4.19 resume as características da solução para cada vão. Os espaçamentos dos conectores  $s'_{max}$  e  $s'_{min}$  referem-se à distância entre conectores ao longo da viga, no meio vão central e nos quartos de vão externos, respectivamente.

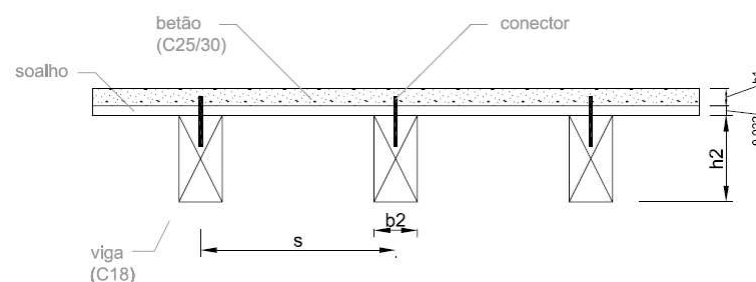


Fig. 4.38 – Diagrama de tensões admitido para a secção da solução mista madeira-betão (Branco, Cruz, 2002).

Quadro 4.19 – Dimensões e espaçamentos das vigas da solução em madeira lamelada colada S2-A

Vão	Madeira			Betão		Conector	
	$h_2$ (m)	$b_2$ (m)	$s$ (m)	$h_1$ (m)	Diâmetro (mm)	$s'_{\max}$ (m)	$s'_{\min}$ (m)
3 m	0,16	0,10	0,50	0,04	8	0,250	0,075
5 m	0,20	0,10	0,40	0,04	8	0,190	0,095
7 m	0,25	0,15	0,20	0,04	8	0,170	0,120

#### 4.5.2.2. Critérios de dimensionamento

Não existe regulamentação específica para este tipo de estruturas, porém, o Eurocódigo 5 (CEN, 2004c) dá algumas orientações no sentido do seu dimensionamento, podendo os valores de cálculo relativos ao betão ser retirados do Eurocódigo 2 (CEN, 2004a). Com base nestes códigos, seguiu-se a metodologia proposta por (Dias, 1999), baseada no cálculo de uma rigidez efectiva e na distribuição de tensões esquematizada na figura 4.39 que tem em conta a rigidez de ligação entre os dois materiais.

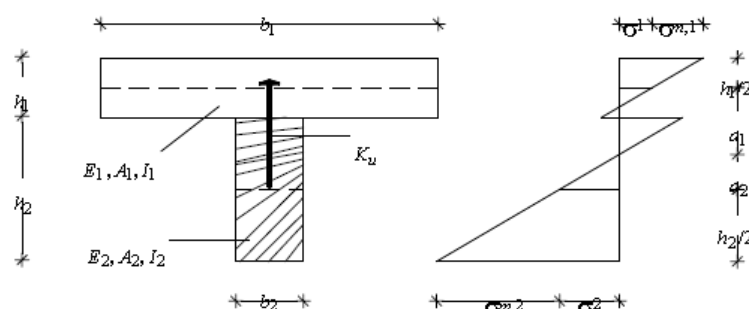


Fig. 4.39 – Diagrama de tensões admitido para a secção da solução mista madeira-betão (Branco, Cruz, 2002).

#### 4.5.3. EFEITO NA RESTANTE ESTRUTURA

O uso do betão nesta solução vem aumentar o peso total desta solução (quadro 4.20). A lâmina de betão, apesar de ter uma espessura reduzida torna esta solução mais pesada que as anteriores (S1, S2 e S3). No entanto, pode considerar-se que este aumento de peso é ainda aceitável em termos de agravamento de cargas para a parede de alvenaria.

Quadro 4.20 – Peso próprio das soluções mistas madeira-betão (S4)

Vão	3 m	5 m	7 m
Solução S4	1,56 kN/m <sup>2</sup>	1,62 kN/m <sup>2</sup>	1,75 kN/m <sup>2</sup>

#### 4.5.4. COMPORTAMENTO SÍSMICO

Os pisos mistos de madeira-betão melhoram à partida o comportamento sísmico do edifício, na medida em que a presença da camada de betão aumenta a rigidez do piso no próprio plano,

possibilitando um eventual aumento do efeito de diafragma. Para além disso, o aumento da massa desta solução em relação aos pisos de madeira não é significativo, não devendo ser condicionante, à partida, este comportamento.

#### 4.5.5. LIGAÇÃO ÀS PAREDES

As vigas de madeira nesta solução poderão ligar-se à parede de alvenaria de pedra do mesmo modo descrito nas soluções anteriores (S1 e S2): através de aberturas na parede e/ou apoiadas e fixadas através de perfis metálicos em “L”. É igualmente importante realizar ligações adequadas da parede à lajeta de betão, de forma a esta beneficiar do efeito de diagrama e também para que esta parte do piso não sofra deslocamentos horizontais na ocorrência do sismo capazes de causar danos na parede ou pondo em causa a própria integridade do piso. Esta ligação poderá efectuar-se através de varões de aço que se prolongam desde a lajeta até ao interior da parede tal como indica a figura 4.40. Este varão nervurado deve ser selado através de argamassas de alta aderência ou resinas epoxi.

Por outro lado, (Piazza, 2008) sugere que o piso deve ser igualmente ligado nos bordos laterais, ou seja, às paredes paralelas às vigas, de forma a transmitir parte das forças horizontais a essas paredes, em caso de sismo. A figura 4.41 apresenta o modo de ligação sugerido pelo referido autor. Note-se que essa solução é apenas possível com lajes de betão de altura considerável. Nas soluções apresentadas, esta ligação entre laje de betão e parede lateral poderá efectuar-se de forma semelhante à da figura 4.40.

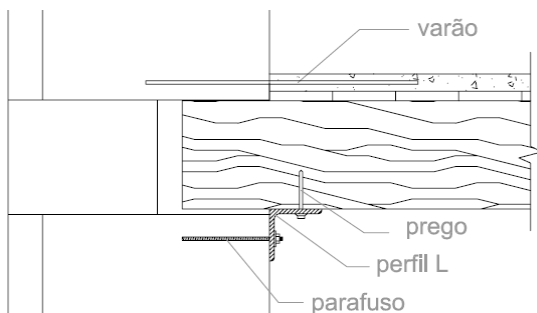


Fig. 4.40 – Ligação do piso madeira-betão (S4).

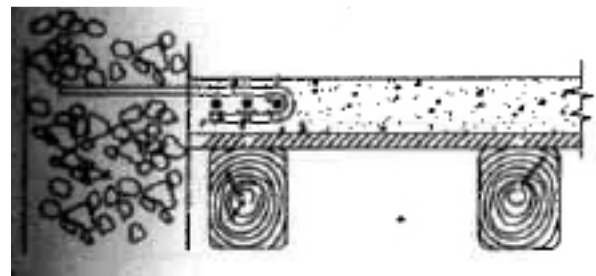


Fig. 4.41 – Ligação do bordo lateral do piso madeira-betão (Piazza, 2008).

#### 4.5.6. COMPORTAMENTO AO FOGO

(Branco, Cruz, 2002) refere que este tipo de solução pode possuir uma resistência ao fogo de 30 a 90 minutos, em termos de estabilidade. No entanto, isso é apenas verdade quando se considerar a origem do fogo do lado da lajeta de betão, em que esse elemento constitui um sistema de protecção extra à madeira. Ao se considerar um foco de incêndio na zona inferior ao piso, do lado das vigas de madeira, a laje de betão já não funciona como barreira de protecção. Foi efectuada a verificação da resistência desta solução utilizando o método simplificado apresentado pelo Eurocódigo 5, Parte 1-2 (CEN,) o mesmo utilizado para as soluções S1 e S2. De facto, esta solução apresenta resistências que nem sempre atingem os 30 minutos, logo, menores que os dos pisos de madeira. Isto deve-se ao facto de a camada de betão introduzir uma carga maior devido ao seu peso próprio que agrava o conjunto das acções na verificação da resistência ao fogo.

Por outro lado, a laje de betão pode proporcionar maior estanqueidade quanto a gases e fumos e uma maior compartimentação térmica, factores importantes na segurança contra incêndios.

#### 4.5.7. ISOLAMENTO TÉRMICO

O betão possui uma condutibilidade térmica que, segundo o ITE 50 (Santos, Matias, 2006) para o caso de betões correntes é cerca de  $2,0 \text{ W/m}^\circ\text{C}$ . Este valor, associado à reduzida espessura da camada de betão não vem alterar significativamente a resistência térmica desta solução, em relação às soluções de madeira, como se pode observar pelo quadro 4.21.

Quadro 4.21 – Resistência térmica (R) das soluções de madeira-betão (S4)

Vão	3 m	5 m	7 m
Solução S4	$0,66 \text{ m}^2.\text{C/W}$	$0,76 \text{ m}^2.\text{C/W}$	$1,00 \text{ m}^2.\text{C/W}$

#### 4.5.8 ISOLAMENTO ACÚSTICO

Esta solução, pela existência da camada de betão, melhora significativamente o comportamento acústico, comparando com uma solução tradicional de madeira. Segundo (Dias *et al*, 2003), os pisos de madeira-betão apresentam valores de isolamento acústico próximos de 60dB para sons aéreos e da ordem dos 50dB para sons de impacto com ou sem pavimento flutuante. De facto, esta diminui fortemente as vibrações, eliminando os ruídos dos soalhos tradicionais.

#### 4.5.9. TEMPO E MODO DE EXECUÇÃO

A camada de betão aumenta o tempo da execução desta solução, devido a duração que os processos de betonagem e cura do betão envolvem. Deste modo, dificulta e aumenta o tempo de montagem dos pisos de madeira. Por outro lado, o próprio soalho, ao servir de cofragem perdida, evita as tarefas de descofragem.

#### 4.5.10. REVERSIBILIDADE E INTRUSÃO

Do ponto de vista de construção nova, este tipo de pisos apresentam, à partida, um nível de intrusão e reversibilidade muito semelhantes às soluções de madeira, considerando que as ligações do piso à parede possam ser realizadas do mesmo modo. Logo, o nível de intrusão poderá estar relacionado com o sistema de apoio adoptado. No caso dos pisos de madeira-betão, esse sistema pode ser um pouco mais intrusivo, ao se considerar a ligação extra da lajeta à parede através de ferrolhos. Adicionalmente, este tipo de piso possui um peso próprio maior que os pisos tradicionais de madeira, no entanto foi referido que esse acréscimo de peso poderá não ser condicionante.

Ao se considerar esta técnica como medida de reforço de um piso, esta poderá revelar-se pouco reversível, pelo menos para o soalho que serviu de cofragem.

#### 4.5.11. CUSTO

Na estimativa de custo desta solução consideraram-se os mesmos custos que na solução de madeira maciça (S1), relativamente aos materiais e mão-de-obra (madeira a 400 €/m<sup>3</sup>, soalho a 25 €/m<sup>2</sup> e mão-de-obra a 25 €/m<sup>2</sup>) acrescidos de uma custo do betão de 25 €/m<sup>3</sup>. Obtiveram-se assim custos ligeiramente acima da solução S1 (quadro 4.22).

Quadro 4.22 – Custo dos pisos mistos madeira-betão (S4)

Vão	3 m	5 m	7 m
Solução S4	65,00 €/m <sup>2</sup>	72,20 €/m <sup>2</sup>	89,70 €/m <sup>2</sup>

#### 4.5.12. CONCLUSÕES

A solução mista madeira-betão é apresentada neste trabalho como uma solução a ser realizada de raiz, quando na verdade este tipo de técnica se aplica mais frequentemente na reabilitação de pisos de madeira existentes. Na verdade, este tipo de piso parece ser mais adequado a essa aplicação, do que a construção de um novo piso.

Contudo, a sua inclusão neste trabalho como solução para substituição de pisos teve o objectivo de se perceber a sua viabilidade de execução e de se perceber as suas vantagens. De facto, este tipo de solução pode ser útil, por exemplo, quando se quer adoptar pisos de madeira num determinado edifício, sendo esta solução designada apenas para espaços onde se requer a impermeabilização, como casa de banho ou cozinha, ou se deseje um acabamento diferente. Uma solução desse tipo foi adoptada, por exemplo, na intervenção numa casa rural com vista a transformação em hotel rústico, onde se adoptaram pisos de madeira e pisos mistos madeira-betão, conforme o uso de cada espaço. A figura 4.42 apresenta a secção transversal na transição entre os dois tipos de piso adoptados. Note-se que nessa solução foi usado betão leve o que poderá ser vantajoso na redução do peso próprio.

O quadro 4.23 resume a principais vantagens e desvantagens desta solução, essencialmente em relação aos pisos de madeira.

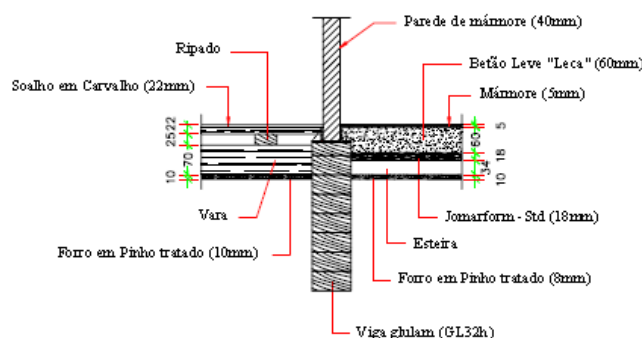


Fig. 4.42 – Secção transversal de transição entre piso de madeira e piso de madeira-betão (Fontes, Branco, 2005).

Quadro 4.23 – Vantagens e desvantagens de pisos de madeira-betão (S4)

Vantagens	Desvantagens
Maior capacidade de carga e maior rigidez para iguais vãos	Maior peso próprio
Solução impermeável	Maior tempo de execução
Melhor isolamento acústico	Custo elevado

## 4.6. PISOS DE LAJE MACIÇA DE BETÃO ARMADO (S5)

### 4.6.1. GENERALIDADES

Já tem sido referido ao longo deste trabalho o início da era do betão e a sua chegada a Portugal nas primeiras décadas do século XX. O betão veio revolucionar a construção não só no país, mas em todo mundo.

O betão primitivo e argamassas têm sido usados ao longo de toda a história da civilização, sendo os Romanos um dos seus principais precursores. A primeira construção de betão armado com ferro é atribuída a François Coignet em 1853, ao usar esta nova técnica em lajes e vigas de uma nova casa. Após a chegada do novo século, os estudos sobre esta tecnologia, o aparecimento das primeiras regras para a sua construção, e a evolução de alguns aspectos técnicos que a tornaram prática e económica, iniciaram um processo de generalização do uso do betão armado na construção.

Destaca-se, a título de exemplo, o Sistema Hennebique (figuras 4.43 e 4.44) patenteado em 1892, caracterizado pela introdução de estribos nas vigas, ligando os varões traccionados à zona de betão comprimido, sendo os estribos constituídos por chapas de aço dobradas em forma de “U” (Appleton, 2005).

Apesar de hoje os elementos de aço usados serem um pouco diferentes, as técnicas usadas em estruturas de betão armado são semelhantes, sendo o seu princípio igual: a fragilidade do betão à tracção é colmatada pela presença do aço. Este princípio, aliado à rapidez que os sistemas de produção vieram a introduzir, e a outras inúmeras capacidades do betão armado – como a sua boa resistência, o seu bom comportamento a estados limites e a possibilidade de se obter praticamente qualquer forma – tornaram-no numa técnica construtiva preferencial.



Fig. 4.43 – Fotografias de viga do Sistema Hennebique de um armazém em Lisboa (Appleton, 2005).

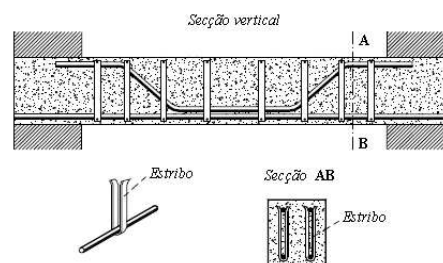


Fig. 4.44 – Pormenor de armaduras do Sistema Hennebique de uma viga num armazém em Lisboa (Appleton, 2005).

## 4.6.2. SOLUÇÕES PROPOSTAS

### 4.6.2.1. Descrição das soluções

O sistema adoptado para lajes de betão armado é bem conhecido devido à sua alargada aplicação em construção em Portugal. As lajes maciças de betão armado têm normalmente uma espessura cerca de 0,10 a 0,20 m. Podem ser armadas nas duas direcções ou apenas numa, conforme a geometria do piso. No caso da sua aplicação em edifícios antigos convém, no entanto, que estas descarreguem apenas nas paredes de empena, pelas razões apontadas anteriormente. Nas soluções apresentadas são, portanto, armadas apenas numa direcção.

A figura 4.43 apresenta um esquema construtivo deste tipo de piso. Nas soluções propostas, cujas características estão descritas no quadro 4.24, adoptou-se um betão da classe C20/25 e aço da classe S500. Por cima da laje são aplicadas uma betonilha de regularização e um revestimento de piso, como por exemplo um pavimento cerâmico ou de madeira.

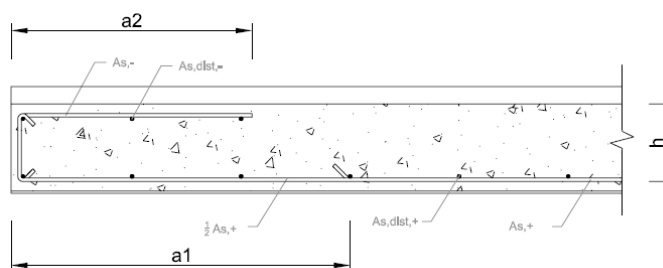


Fig. 4.45 – Esquema da solução de betão armado maciço (S5).

Quadro 4.24 – Características da solução de laje maciça de betão armado (S5)

Vão	h (m)	Armatura a meio vão			Armatura nos apoios		
		Principal ( $A_s^+$ )	Distribuição ( $A_{s,dist}^+$ )	$a_1$ (m)	Principal ( $A_s^-$ )	Distribuição ( $A_{s,dist}^-$ )	$a_2$ (m)
3 m	0,13	$\phi 10/0,25$	$\phi 6/0,30$	0,56	$\phi 6/0,30$	$\phi 6/0,40$	0,75
5 m	0,20	$\phi 12/0,20$	$\phi 6/0,25$	0,68	$\phi 6/0,20$	$\phi 6/0,40$	1,25
7 m	0,30	$\phi 12/0,12$	$\phi 8/0,25$	0,93	$\phi 8/0,20$	$\phi 6/0,40$	1,75

### 4.6.2.2. Critérios de dimensionamento

O dimensionamento das soluções deste tipo foi realizado segundo o Eurocódigo 2 (CEN, 2004a) referente a estruturas de betão, nomeadamente a parte 1-1, cujo conteúdo estabelece regras gerais e a regras para edifícios.

Os pisos foram dimensionados tendo em conta as disposições presentes no referido regulamento tendo em conta o Estado Limite Último e os Estados Limites de Serviço, cujas verificações se encontram em anexo.

Apesar de se ter considerado um sistema de laje simplesmente apoiada em dois bordos, é necessária uma armadura de momentos negativos a colocar nos apoios (ver figura 4.45), devido a um

encastramento parcial que se possa criar na ligação da laje à parede, tendo-se adoptado 25% da armadura a meio vão.

Quanto à armadura principal de momentos positivos colocada a meio vão realiza-se uma dispensa para metade com as distâncias de acordo com as indicadas no quadro 4.24.

#### 4.6.3. EFEITO NA RESTANTE ESTRUTURA

O peso próprio do betão armado é de 25 kN/m<sup>3</sup>, ou seja cerca de 2500 kg/m<sup>3</sup>. Como este sistema se entende por todo o comprimento e largura do piso, e considerando ainda a sua espessura elevada, a laje maciça de betão armada constitui uma solução muito pesada (quadro 4.25). O acréscimo de peso pode ser excessivo para a restante estrutura, nomeadamente para a parede de alvenaria e a respectiva fundação. Mesmo que a parede e a fundação tenham capacidade resistente para as cargas introduzidas, o estado de tensão a que esses elementos ficam sujeitos, pode ser de tal modo elevado e próximo do máximo que poderá introduzir danos graves ao longo do tempo ou reduzir largamente a capacidade resistente a acções acidentais.

Quadro 4.25 – Peso próprio dos pisos de laje maciça de betão armado (solução S5)

Solução	3 m	5 m	7 m
S5	4,80 kN/m <sup>2</sup>	6,50 kN/m <sup>2</sup>	9,00 kN/m <sup>2</sup>

#### 4.6.4. COMPORTAMENTO SÍSMICO

Foi referido no início deste capítulo a importância que o efeito de diafragma dos pisos poderá ter no comportamento sísmico das estruturas de alvenaria. As lajes de betão armado, por possuírem uma elevada rigidez, têm à partida capacidade para tirar partido deste efeito, limitando as deformações das paredes de alvenaria para fora do plano no caso da ocorrência de acções horizontais.

De facto, por transposição das estruturas de betão armado, o efeito de diafragma é benéfico e tem sido usado como medida de reforço e prevenção do risco sísmicos. No entanto, têm-se verificado casos em que edifícios onde os pisos de madeira foram substituídos por lajes de betão armado não apresentaram um adequado comportamento após a ocorrência de um sismo.

A título de exemplo, refere-se as observações realizadas na região de Bovec, Eslovénia, após o sismo ocorrido em 12 de Abril de 1998. Nessa região, vários edifícios tinham vindo a ser reforçados através de várias técnicas, seguindo as recomendações emitidas após um forte sismo ocorrido 22 anos atrás, na região do Friuli. De facto, um número significativo de edifícios que foram alvo desses reforços, apresentaram um bom comportamento após o sismo de 1998. No entanto, alguns destes edifícios comportaram-se como se não tivessem sido sequer reforçados. Verificou-se que, nesses casos, as medidas de reforço tinham sido apenas implementadas parcialmente: tinham-se substituído os pisos existentes por pisos de betão armado, sem realizar a ligação adequada aos dois panos da parede. Não existiu também reforços ao nível das paredes, através da injeção de caldas de cimento ou outros materiais, como tinha acontecido com os outros edifícios. Na maioria destes edifícios que sofreram um reforço apenas parcial, os pisos perfuraram o pano exterior, causando a delaminação da parede. (Tomazevic, 1998).



Este e outros casos de mau comportamento de lajes de betão armado em edifícios de alvenaria pode ser consequência, entre outros factores, de uma má ou ineficaz ligação das lajes às paredes, aliada ao elevado peso próprio das lajes. Estes factores podem fazer com que o papel de diafragma do piso não se faça sentir, ou que, por outro lado, a elevada rigidez dos pisos, tenha consequências adversas, como no caso anteriormente exposto, em que a própria laje de betão esteve directamente envolvido na causa dos danos estruturais causados nas paredes. Para além desta questão, a elevada massa dos pisos de betão armado pode originar o agravamento das acções sísmicas.

Por outro lado, existem casos em que edifícios de alvenaria com pisos de betão armado apresentaram um bom comportamento após sismos de elevada intensidade. A figura 4.46 mostra duas fotografias de um edifício, após o sismo de 6 e Abril de 2009 em Aquila. O edifício de paredes de alvenaria de pedra e pisos de betão armado apresenta apenas fissuras diagonais que, segundo (Calderoni et al, 2009), comprovam o travamento existente de deslocamentos para fora do plano da parede. No entanto, dado que o edifício é relativamente recente, o comportamento apresentado poderá estar relacionado com outros factores, como por exemplo a boa qualidade da alvenaria.



Fig. 4.46 – Edifício de alvenaria e pisos de betão armado em Aquila, após o sismos de 6 de Abril de 2009 (Calderoni *et al*, 2009).

Pretendeu-se neste ponto expor as principais dúvidas em relação ao comportamento de pisos de betão armado em edifícios de alvenaria de pedra. Conclui-se que esta é uma questão delicada que não reúne consenso. Se por um lado a substituição por pisos de betão armado pode melhorar o comportamento sísmico dos edifícios, este poderá também ser a causa de danos na sua estrutura, ao pelo menos um factor que possa prejudicar esse mesmo comportamento.

Na realidade, a consequências em termos de resposta sísmica perante este tipo de pisos depende, não só das suas características, como também de outros factores relacionados directamente ou indirectamente com estes, como por exemplo a qualidade da alvenaria das paredes, a existência ou não de reforços, gerais ou localizados, etc. Conclui-se que em qualquer intervenção em que o risco sísmico torne relevante a avaliação do edifício neste sentido, dever-se-á ter em conta, de uma forma muito cuidada, todos estes aspectos.

#### 4.6.5. LIGAÇÃO ÀS PAREDES

Nas lajes de betão armado a questão da ligação às paredes tem uma dimensão diferente do que nas soluções apresentadas anteriormente. Não só poderá ter uma maior importância, na medida em que a

ligação pode ser fulcral no bom desempenho sísmico da estrutura, como se expôs no ponto anterior, como também o seu aspecto construtivo torna diferente a solução a adoptar para os apoios.

Uma vez que as lajes de betão armado em questão não se apoiam num sistema de vigas, a hipótese do seu apoio em aberturas na parede fica excluída. Adoptar um sistema deste género significaria realizar uma abertura contínua na parede, o que constituiria uma acção extremamente danosa para esta, podendo fragiliza-la num grau bastante elevado. Este efeito foi reconhecido, por exemplo, pela nova regulamentação italiana, introduzida após o sismo da região de Umbria-Marche de 1997, proibindo o reforço com elementos de betão por dentro da espessura da parede (Piazza *et al*, 2008).

Na existência de uma área de apoio criado pela diminuição da espessura da parede, a laje poderá ser apoiada directamente nessa superfície, sendo necessário apenas que seja realizada uma ligação à parede de forma a evitar deslocamentos horizontais, através de uma cantoneira metálica ligada à laje e à parede.

Quando esta situação não ocorre, a solução proposta é apoiar a laje directamente no perfil metálico. Este perfil pode ser um perfil em “L” como já descrito anteriormente (figura 4.47), ou um perfil “U” com altura suficiente para que a laje “encaixe” neste, tendo em conta a sua espessura, tal como é demonstrado na figura 4.48.

Nessa mesma figura estão esquematizadas as ligações entre laje, perfil metálico e parede, que podem ser realizadas com varões nervurados e varões roscados de alta resistência. Como reforço da ligação, a laje deve também ser directamente ligada à parede através de varões que partem do interior desta e entram na parede. A entrada dos varões na parede poderá fazer-se com um certo ângulo, de forma a aumentar as forças que impedem o seu deslocamento. Todas estas ligações deverão ser dimensionada para resistirem ao esforço de corte que a laje transmite à parede através destas. Os varões devem ser ainda selados no interior da parede.

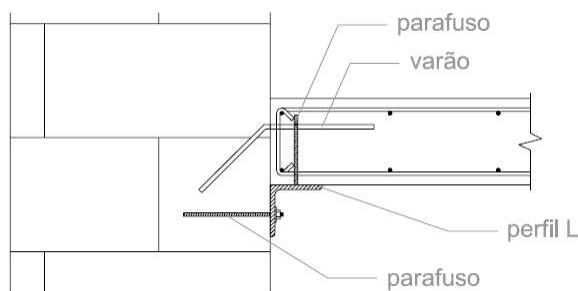


Fig. 4.47 – Apoio da laje de betão através de perfil L.

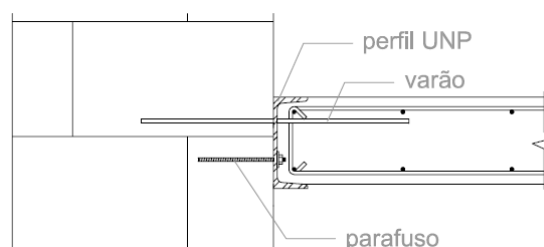


Fig. 4.48 – Apoio da laje de betão através de perfil U.

#### 4.6.6. COMPORTAMENTO AO FOGO

##### 4.6.6.1. O comportamento do betão armado face ao fogo

As temperaturas elevadas originadas num incêndio provocam alterações químicas no betão que resultam numa perda irreversível de resistência. O betão armado começa a deteriorar-se a partir dos 380°C, podendo perder cerca de 15 a 25% da sua resistência se for exposto a temperaturas superiores a 380°C por períodos prolongados (ASEFA, 2006). No entanto, o comportamento do betão armado a altas temperaturas depende de um variadíssimo número de factores intrínsecos a este, tais como a densidade, a porosidade, o tipo de agregado, etc.

O aço possui uma grande sensibilidade a elevadas temperaturas (como referido em 4.3.7., as suas propriedades começam a alterar-se por volta dos 200°C), pelo que comprando os dois materiais conclui-se que o betão, ao possuir uma maior resistência a temperaturas altas, oferece uma protecção às armaduras de aço que estão no seu interior. Na realidade, a existência de poros e aglomerados de agregado na superfície de peças de betão armado, permite que a elevada temperatura atinja as armaduras com alguma rapidez. O aço, ao aquecer, expande e cria tensões no betão que podem levar ao aparecimento de fissuras. Após o seu arrefecimento, a diferença de temperaturas causa o destacamento do betão (figura 4.49). Este processo pode ser agravado com o brusco arrefecimento provocado pelas águas envolvidas no combate ao incêndio (Silva, 2007).

A exposição do betão armado a temperaturas elevadas pode originar também o destacamento explosivo da sua superfície, um fenómeno conhecido como *spalling* (figura 4.50). Este depende de vários parâmetros como o teor de humidade no betão, as condições de aquecimento e/ou arrefecimento, o estado de tensão, a espessura do elemento, o tipo de armaduras, o tipo de agregados, a existência ou não de fibras e a proporção da mistura entre o cimento, os agregados e a água (Lourenço *et al*, 2006).

O *spalling* pode ocorrer por volta dos 100-150°C, como resultado do impacto térmico e a mudança do estado da água. A água que se encontra no interior do betão, ao passar para o seu estado gasoso, cria pressão sobre este quando não consegue escapar do seu interior. Quando a pressão é superior à resistência do betão, origina o destacamento explosivo deste (ASEFA, 2006). Um *spalling* em massa pode levar à perda total do betão de recobrimento, expondo as armaduras à acção de elevadas temperaturas.



Fig. 4.49 – Fases do comportamento do betão durante um incêndio (ASEFA, 2006).

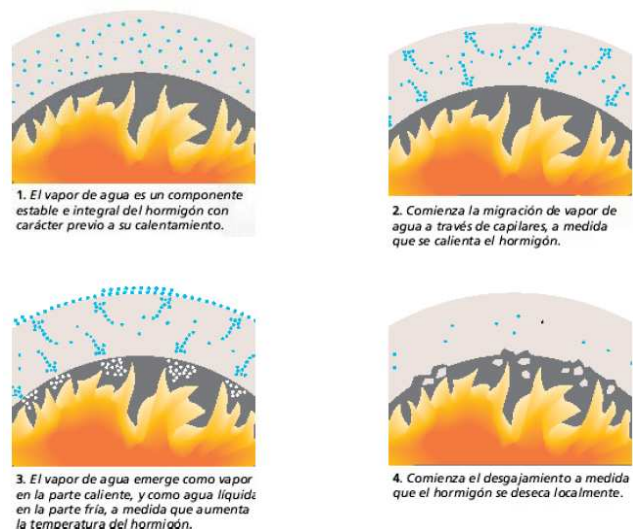


Fig. 4.50 – Fenómeno de destacamento explosivo do betão – *spalling* (ASEFA, 2006).

#### 4.6.6.2. Medidas de protecção

Para evitar o risco de colapso de lajes de betão armado em caso de incêndio é importante garantir uma adequada espessura de recobrimento das armaduras. Por outro lado, medidas passivas de protecção já referidas para outras soluções, como por exemplo o recurso a placas de gesso cartonado, podem ser aplicadas para reduzir os riscos em caso de incêndio.

Pode concluir-se que lajes de betão armado com suficiente espessura de recobrimento, com betão de boa qualidade sem elevada porosidade e sem defeitos, oferecem uma boa resistência em caso de incêndio.

#### 4.6.6.3. Verificação da resistência ao fogo

O Eurocódigo 2, Parte 1-2 (CEN, 2000b) estabelece critérios de verificação da resistência ao fogo de estruturas de betão. Tendo em conta as disposições desse regulamento, (Valente, 2004) elaborou tabelas que permitem uma verificação simplificada. Com base nessas tabelas (dispostas em anexo), analisou-se as resistências ao fogo de cada solução proposta, cujas conclusões estão dispostas no quadro 4.26. Como todas as soluções apresentam uma espessura maior que 10 cm e um recobrimento de 3 cm, a resistência ao fogo em termos de estabilidade é de 90 minutos. Deste modo, facilmente se obteriam soluções com uma maior resistência, apenas aumentando o recobrimento, por exemplo, para 4 cm, obtendo-se uma resistência de 120 min (para lajes com 12cm de espessura).

Quadro 4.26 – Verificação da resistência ao fogo (estabilidade) das soluções de laje maciça de betão armado

Vão	3 m	5 m	7 m
Solução S5	90 min	90 min	90 min

#### 4.6.7. ISOLAMENTO TÉRMICO

Os pisos de betão armado podem apresentar bom isolamento térmico, dependendo da sua espessura. O betão possui uma baixa condutibilidade térmica que, segundo o ITE 50 (Santos, Matias, 2006), para o caso de betões correntes é cerca de  $2,0 \text{ W/m}^\circ\text{C}$ . O mesmo documento apresenta um valor de  $2,5 \text{ W/m}^2.\text{C}$  ( $R = 0,4 \text{ m}^2.\text{C/W}$ ) para o coeficiente de transmissão térmica de lajes maciças de espessuras entre 0,10 e 0,20, considerando revestimentos comuns (camada de betonilha de regularização e revestimento de piso directamente assente sobre esta). No entanto, calculando a resistência térmica das soluções, considerando apenas a camada de betão armado e as resistências térmicas superficiais referidas em 4.1.3.6, obteve-se valores maiores como apresentado no quadro 4.27.

Quadro 4.27 – Resistência térmica (R) de laje maciça de betão armado (S5)

Vão	3 m	5 m	7 m
Solução S5	$0,41 \text{ m}^2.\text{C/W}$	$0,44 \text{ m}^2.\text{C/W}$	$0,49 \text{ m}^2.\text{C/W}$

#### 4.6.8. ISOLAMENTO ACÚSTICO

Pela lei da massa, as lajes de betão armado maciças apresentam à partida melhor desempenho acústico, pelo menos em termos de isolamento a sons aéreos, pois este tipo de solução apresenta uma maior massa. Com base numa expressão empírica da lei da massa apresentada por (Patrício, 2008) foi calculado o índice de isolamento sonoro a sons aéreos (quadro 4.28), apenas considerando a espessura da laje de betão armado. Pela análise desses valores facilmente se percebe que se obtém valores de isolamento bastante elevados, especialmente para maiores alturas da secção da laje (caso do vão de 7 metros).

Quadro 4.28 – Índice de isolamento sonoro a sons aéreos de laje maciça de betão armado (S5)

Vão	3 m	5 m	7 m
Solução S5	50 dB	54 dB	57 dB

#### 4.6.9. TEMPO E MODO DE EXECUÇÃO

As lajes de betão armado geralmente implicam um tempo de execução consideravelmente longo. A demora na execução deste tipo de soluções deve-se essencialmente ao tempo envolvido nas diferentes tarefas do seu processo construtivo. A colocação da cofragem, a montagem e colocação da armadura, a betonagem, o tempo de cura do betão e, finalmente, a descofragem.

Quanto ao modo da sua execução, este pode também oferecer algumas dificuldades na medida em é necessário o escoramento para a betonagem da laje.

#### 4.6.10. REVERSIBILIDADE E INTRUSÃO

À semelhança de soluções anteriores, o nível de intrusão e reversibilidade de pisos de betão armado poderá estar relacionado com o modo de ligação do piso às paredes de alvenaria. O número de perfurações para a introdução dos ferrolhos e os materiais utilizados para a sua selagem constituem uma medida da sua intrusão.

No entanto, as lajes maciças de betão armado apresentam um elevado nível de intrusão devido ao acréscimo de carga que estas introduzem. Essas cargas podem não só provocar alterações importantes no estado de tensão das paredes de alvenaria, como também podem ser a justificação para reforços complementares das paredes e/ou fundações. Esses reforços podem constituir, por exemplo, em injecções localizadas de argamassa que são por vezes necessários devido à incapacidade das alvenarias de suportar as cargas destes pisos. Essas situações aumentam em grande medida carácter intrusivo deste tipo de soluções e reduzem a sua reversibilidade.

#### 4.6.11. CUSTO

O custo desta solução poderá ser considerado uma das suas maiores vantagens. De facto, o betão armado, por ser uma tecnologia amplamente divulgada e praticada, aliada ao preço barato dos materiais que requer, torna-o numa solução bastante económica (quadro 4.29). Na estimativa de custos considerou-se os seguintes custos aproximados: betão a 55€/m<sup>3</sup>, varões de aço a 0,50 €/kg e mão-de-obra mais cofragem a 25 €/m<sup>2</sup>.

Quadro 4.29 – Custo dos pisos maciços de betão armado (S5)

Vão	3 m	5 m	7 m
Solução S5	34,20 €/m <sup>2</sup>	50,50 €/m <sup>2</sup>	66,40 €/m <sup>2</sup>

#### 4.6.12. CONCLUSÕES

O uso de lajes maciças de betão armado em edifícios de alvenaria de pedra é uma solução verdadeiramente contraditória, apresentando tanto grandes vantagens como grandes desvantagens (ver quadro 4.30) Por um lado, esta desempenha correctamente, à partida, funções de isolamento térmico, acústico e possui bom comportamento ao fogo, não só em termos de estabilidade, mas também de estanqueidade. Por outro lado, esta solução é altamente intrusiva para o edifício, constituindo uma solução muito pesada, de tal modo que pode mesmo levar as tensões nas paredes próximas do seu limite.

Quanto a influência no comportamento sísmico, esta solução pode significar melhorias significativas, contribuindo com um efeito de diafragma. No entanto, há ainda incertezas quanto ao comportamento deste tipo de soluções. Deve-se dar particular importância ao modo de ligar a laje de betão às paredes de alvenaria.

Quadro 4.30 – Vantagens e desvantagens de pisos maciços de betão armado (S5)

Vantagens	Desvantagens
Custo	Elevado peso próprio
Efeito de diafragma	Tempo de execução
Bom comportamento ao fogo	Nível elevado de intrusão
Bom isolamento acústico	

### 4.7. PISOS DE LAJE ALIGEIRADA DE BETÃO ARMADO (S6)

#### 4.7.1. GENERALIDADES

Neste subcapítulo apenas se estudará as soluções de lajes aligeiradas de vigotas pré-esforçadas. De entre os vários sistemas associados a lajes aligeiradas, este constitui uma prática comum em Portugal. Segundo (Camposinhos, 2003), estimava-se que em 2003, 70% dos pisos elevados fossem realizados através deste sistema, havendo cerca de meia centena de fabricantes de vigotas pré-esforçadas.

Os pisos aligeirados com recurso a elementos pré-fabricados começaram a ser usados a partir da década de 40. Este tipo lajes, inicialmente com vigotas de betão armado, foram gradualmente melhoradas e substituídas por vigotas pré-esforçadas, aproveitando-se todas vantagens desse pré-esforço, por um lado, e por outro da sua pré-fabricação.

(Camposinhos, 2003) aponta diversas vantagens deste sistema, algumas das quais são comuns ao uso da pré-fabricação. O uso de elementos pré-fabricados envolve à partida a obtenção de produtos de melhor qualidade, pois o rigor e a sistematização dos processos construtivos envolvidos na pré-fabricação são maiores que em obra. Outra vantagem depreende-se com o facto de constituírem uma linha independente de produção que permite a criação de *stocks*, de formar a responder às necessidades da obra, criando assim melhores condições para o cumprimento de prazos. Poderá referir-se ainda a facilidade e rapidez de montagem destes elemento, tecnologicamente pouco exigente e adaptável à mão de obra.

Por ser prática comum em Portugal, este tipo de pavimentos têm sido também utilizados em obras de reabilitação, nomeadamente em edifícios de alvenaria de pedra (figuras 4.51 e 4.52).



Fig. 4.51 – Execução de laje aligeirada de vigotas pré-esforçadas em obra de reabilitação em edifício de alvenaria de pedra (Edifício na Rua dos Lóios).



Fig. 4.52 – Execução de laje aligeirada de vigotas pré-esforçadas em obra de reabilitação em edifício de alvenaria de pedra (Edifício na Rua António Carneiro).

#### 4.7.2. SOLUÇÕES PROPOSTAS

##### 4.7.2.1. Descrição das soluções

Neste tipo de pisos as vigotas pré-esforçadas constituem nervuras dispostas paralelamente, sobre os quais se apoiam os blocos de aligeiramento que servem simultaneamente de blocos de cofragem. Os espaços vazios são preenchidos com betão de enchimento que solidariza o sistema e possui função resistente (figura 4.53).

As soluções apresentadas constituem pisos de vigotas simples para o vão de 3 e 7 m (figura 4.54), e de vigotas duplas para o vão de 5 m (figura 4.55). As abobadilhas são de argila expandida, com uma afiada de furos, cujas dimensões são apresentadas no quadro 4.31. No mesmo quadro é referido o tipo de vigota utilizada, assim como as restantes características de cada solução.

Esta solução possui ainda elementos de travamento transversal, tarugos, que constituem secções de betão armado com um certo espaçamento. Vulgarmente, é necessário proceder-se ao maciçamento da laje junto aos apoios para aumentar a resistência ao esforço transversal.

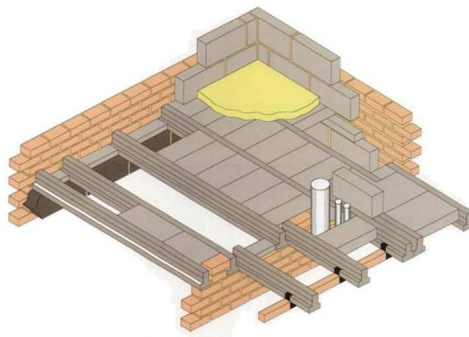


Fig. 4.53 – Esquema construtivo de uma laje aligeirada de betão armado (Camposinhos e Neves, 2005).



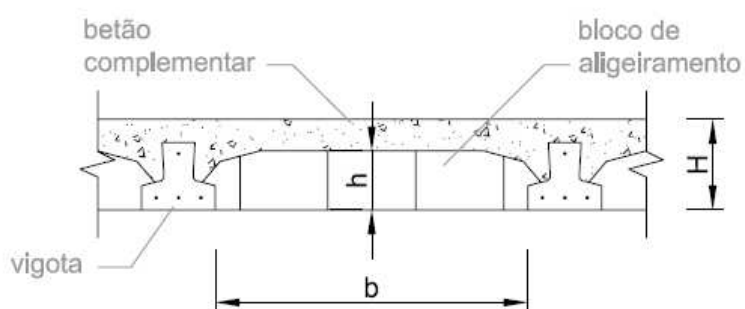


Fig. 4.54 – Esquema da solução laje aligeirada de vigotas pré-esforçadas S6 – corte transversal (vigota simples).

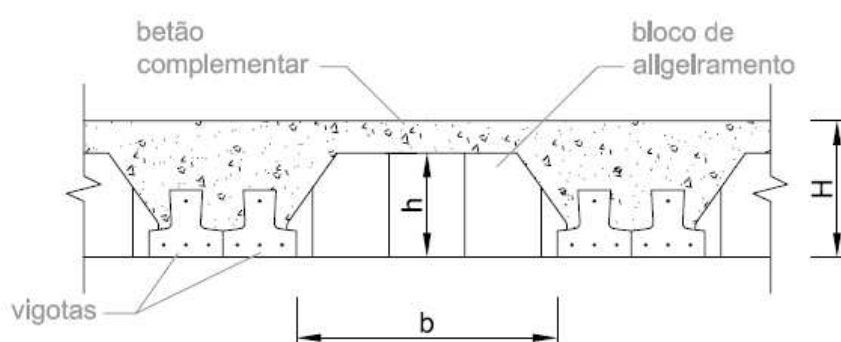


Fig. 4.55 – Esquema da solução laje aligeirada de vigotas pré-esforçadas S6 – corte transversal (vigotas duplas).

Quadro 4.31 – Características das lajes aligeiradas de vigotas pré-esforçadas (S6)

Vão	Designação	Vigota	Bloco bxh (m)	Altura h (m)	Apoio		Tarugos		Aço dist. (malhasol)
					Aço	$a_1$ (m)	Aço	Afast.	
3 m	V3-48x09-13	V3	48x09	0,13	$\phi 8//0,25$	0,30	2 $\phi 6$ /tar.	2 tar.//1,0	AR30
5 m	2V4-40x16-21	2xV4	40x16	0,21	$\phi 8//0,25$	0,50	2 $\phi 8$ /tar.	2 tar.//1,7	AR38
7 m	V5-24x30-35	V5	24x30	0,35	$\phi 8//0,25$	0,70	2 $\phi 10$ /tar.	3 tar.//1,8	AR42

#### 4.7.2.2. Critérios de dimensionamento

O dimensionamento das soluções apresentadas foi realizado com o auxílio de um programa de cálculo disponível por uma empresa do sector que tem em conta os custos dos vários elementos, de forma a se obterem soluções mais económicas e, simultaneamente, uma estimativa do custo de cada solução. Cada uma foi posteriormente verificada segundo as disposições do Eurocódigo 2 (CEN, 2004a).



#### 4.7.3. EFEITO NA RESTANTE ESTRUTURA

As lajes aligeiradas constituem um melhoramento das lajes maciças de betão armado (armadas numa direcção), na medida em que reduzem o seu peso próprio. De facto, neste tipo de soluções, grande parte das cargas são devidas ao seu peso próprio, pelo que este sistema construtivo, ao ser aligeirado, reduz as cargas transmitidas, sendo uma solução menos exigente para as paredes de alvenaria.

Contudo, esta solução constitui mesmo assim uma solução pesada como se pode concluir pela observação do quadro 4.32, principalmente para vãos maiores

Quadro 4.32 – Peso próprio dos pisos de laje aligeirada de vigotas pré-esforçadas (S6)

Vão	3 m	5 m	7 m
Solução S6	2,03 kN/m <sup>2</sup>	3,36 kN/m <sup>2</sup>	4,77 kN/m <sup>2</sup>

#### 4.7.4. COMPORTAMENTO SÍSMICO

Este tipo de lajes apresenta o mesmo tipo de vantagens e dúvidas já referidas para as lajes de betão armado. No entanto, poder-se-á questionar o seu comportamento sísmico, considerando que este pode ser pior que a solução de laje maciça. Esta última, apesar ter sido dimensionada para funcionar apenas numa direcção, na verdade, constitui uma solução mais homogénea e mais rígida que a laje de vigotas pré-esforçadas, desempenhando melhor a função de diafragma nas duas direcções.

#### 4.7.5. LIGAÇÃO ÀS PAREDES

A ligação às paredes resistentes poderá realizar-se de forma semelhante às lajes maciças de betão armado, através de uma viga metálica em “L” ou em “U” fixada à parede através varões nervurados e roscados (figura 4.56). Para garantir a ligação da vigota, deverão colocar-se varões ao longo de cada lado desta vigota, por sua vez soldados ao perfil metálico (figura 4.57). Quando existem aberturas em que seja possível a introdução das vigotas, dever-se-á fazê-lo. Mesmo nos casos em que isso não acontece, sempre que a espessura e a qualidade da alvenaria o permitirem, deverá fazer-se uma pequena abertura de modo às vigotas penetrem alguns centímetros a parede (figura 4.58).



Fig. 4.56 – Exemplos de ligação de lajes aligeiradas de vigotas às paredes de alvenaria através de cantoneira metálica (Edifício na Rua António Carneiro).

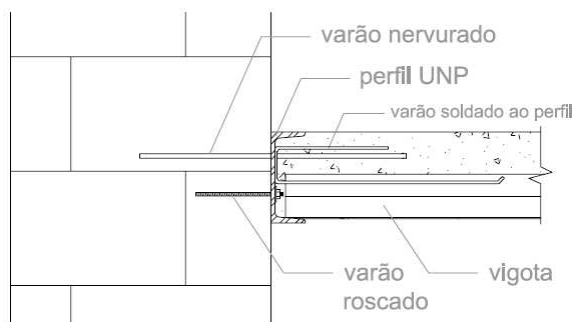


Fig. 4.57 – Apoio da laje aligeirada através de perfil U.

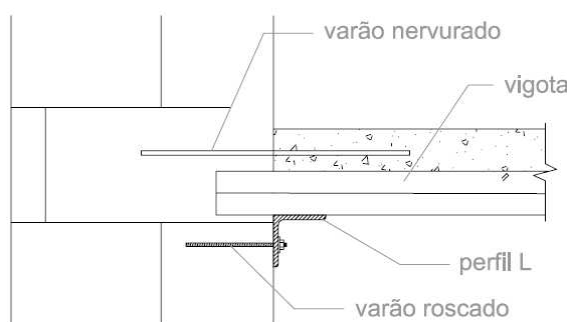


Fig. 4.58 – Apoio da laje aligeirada através de perfil L.

#### 4.7.6. COMPORTAMENTO AO FOGO

Os fenómenos descritos para o comportamento ao fogo de lajes maciças de betão armado também podem ocorrer em lajes aligeiradas. Uma vez que as vigotas utilizadas neste sistema são pré-esforçadas, a situação em caso de incêndio pode ser mais grave, pois a aderência é fundamental no seu funcionamento (ASEF, 2006)

Foi consultado um documento de homologação de um fabricante deste tipo de soluções (LNEC, 2008), onde era indicado que esta apresentava uma resistência mínima em termos de estabilidade de 30 ou 60 minutos, conforme o revestimento na face inferior: uma espessura mínima de 15 mm de argamassa de cimento e areia ou de cimento, cal e areia, para o primeiro caso, ou uma espessura mínima de 15 mm de argamassa de cimento e agregados leves, para o segundo caso.

Adicionalmente, refere ainda que para se obterem essas resistências se deverá adoptar um momento resistente negativo nos apoios de pelo menos 15% do momento resistente último fornecido pelas tabelas. Nas soluções apresentadas, tal condição é garantida, uma vez que, à semelhança das soluções de betão armado maciço (S5), adoptou-se uma armadura negativa adicional para os apoios de cerca de 25% da armadura a meio vão.

Os métodos de protecção que têm vindo a ser referidos, como a aplicação de placas de gesso cartonado, podem também ser aplicados a este tipo de solução.

#### 4.7.7. ISOLAMENTO TÉRMICO

A caracterização do isolamento térmico desta solução foi realizada com o apoio de tabelas presentes no ITE 11 (Santos, Paiva, 1986), considerando a altura total do piso, o número de vigotas (simples ou duplas) e o número de fiadas de furos das abobadilhas (uma fiada de furos). Segundo a mesma publicação, a resistência térmica é tanto maior quanto maior for a altura do pavimento, maior for a largura da base dos blocos, ou maior for o número de fiadas de furos nos blocos. Os valores obtidos (quadro 4.33) não tiveram em conta os revestimentos nem materiais isolantes.

Quadro 4.33 – Resistência térmica (R) de laje aligeirada de betão armado (S6)

Vão	3 m	5 m	7 m
Solução S6	0,49 m <sup>2</sup> .°C/W	0,51 m <sup>2</sup> .°C/W	0,55 m <sup>2</sup> .°C/W

#### 4.7.8. ISOLAMENTO ACÚSTICO

As lajes aligeiradas possuem um isolamento sonoro aceitável, mas que pode levantar certos problemas. Estes pisos, por terem menor massa em relação às lajes maciças, possuem também, menor isolamento a sons aéreos (quadro 4.34). Para além disso, os elementos de aligeiramento (abobadilhas ou blocos de cofragem) são geralmente ocos, o que pode fazer com estes actuem como caixas de ressonância. Este problema pode ser solucionado, para além dos sistemas já referidos de tecto falso, através do preenchimento dos espaços vazios no interior dos blocos de aligeiramento com um material leve, como por exemplo o poliuterano.

Quadro 4.34 – Índice de isolamento sonoro a sons aéreos de laje aligeirada de betão armado (S6)

Vão	3 m	5 m	7 m
Solução S6	46 dB	50 dB	53 dB

#### 4.7.9. TEMPO E MODO DE EXECUÇÃO

Na introdução deste subcapítulo já foi referido que uma das vantagens deste sistema é sua a facilidade de montagem e a possível diminuição dos tempos de execução por se recorrerem a elementos pré-fabricados. Adicionalmente, foi também referido que sendo uma prática corrente, o nível de especialização de um grande número de empresas neste sistema torna a sua execução mais sistematizada e rápida.

Por outro lado, há que ter em consideração que a execução de lajes aligeiradas de vigotas pré-esforçadas se faz em condições muito diferentes em obras de reabilitação do que em obras novas. A dimensão das vigotas poderá ser um obstáculo à sua colocação, tornando todo o processo mais delicado e moroso.

#### 4.7.10. REVERSIBILIDADE E INTRUSÃO

Este sistema constitui uma solução algo intrusiva para a estrutura existente. À semelhança das lajes maciças de betão armado, esta solução possui um elevado peso próprio, sendo apesar disso, mais leve.

#### 4.7.11. CUSTO

O custo foi igualmente abordado na introdução deste subcapítulo, referindo-se que o uso de elementos pré-fabricados e a poupança de material correspondente ao aligeiramento são factores de redução do custo desta solução. O facto, igualmente abordado, de que este sistema constitui uma prática corrente em Portugal torna as lajes aligeiradas de vigotas pré-esforçadas numa solução bastante económica (quadro 4.35). Os custos foram estimados utilizando os preços dos materiais já indicados para a solução S5, o custo das vigotas por consulta de fabricantes (cerca de 1,30 a 1,50 €/m) e um custo associado a mão-de-obra de 20€/m<sup>2</sup>.

Quadro 4.35 – Custo dos pisos de laje aligeirada de vigotas pré-esforçadas (S6)

Vão	3 m	5 m	7 m
Solução S6	28,06 €/m <sup>2</sup>	33,92€/m <sup>2</sup>	40,81 €/m <sup>2</sup>

#### 4.7.12. CONCLUSÕES

As lajes aligeiradas de betão armado surgem como uma melhor alternativa às lajes maciças, no sentido em que possuem um peso próprio bastante menor. No entanto, esse peso pode mesmo assim ser significativo.

Pode se referir como grande vantagem o seu reduzido custo, para além de apresentar um razoável desempenho acústico e térmico.

Quadro 4.36 – Vantagens e desvantagens de pisos maciços de betão armado (S5)

Vantagens	Desvantagens
Custo	Considerável peso próprio
Razoável comportamento acústico e térmico	Tempo de execução
	Nível elevado de intrusão

## 4.8. PISOS MISTOS AÇO-BETÃO (S7)

### 4.8.1. GENERALIDADES

Um piso misto aço-betão constitui, neste contexto, uma laje na qual se utilizam chapas de aço perfiladas como cofragem permanente. Estas são capazes de suportar o betão fresco, as armaduras e outras cargas de construção, sendo por vezes necessário um nível reduzido de escoramento.

As chapas de aço podem servir de cofragens perdidas, se após o endurecimento do betão não actuarem em conjunto com este, não exercendo, portanto, nenhuma função resistente. Caso a chapa esteja ligada ao betão e actue como uma parte ou a totalidade da armadura de tracção, exercendo, neste caso, uma função resistente, esta constitui uma cofragem colaborante. Este subcapítulo incide sobre este último tipo, pelas várias vantagens óbvias que essa solução apresenta em relação à anterior.

As chapas apresentam uma forma usualmente rectangular com medidas que rondam 1,0 m de largura por 6,0 m de comprimento. Estas são executadas de modo a que as nervuras se desenvolvam longitudinalmente (figura 4.59)



Fig. 4.59 – Lajes mistas aço-betão (Figueiras *et al*), 2006).

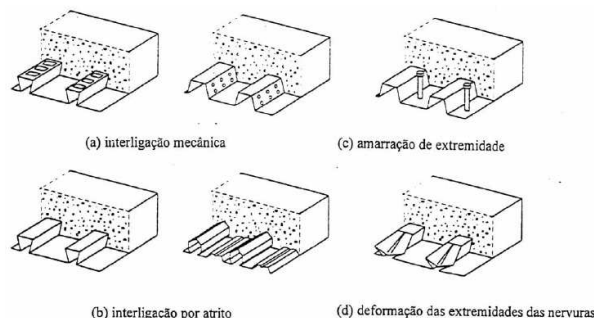


Fig. 4.60 – Tipos de ligação entre chapa de aço de betão (DEC FCT-UC, 2008).

Por questões económicas a espessura das chapas é geralmente muito reduzida, entre 0,75 e 1,5 mm. Por ser difícil de se soldarem elementos de conexão devido à reduzida espessura, estas podem adquirir várias configurações de modo a permitirem a eficaz ligação entre os dois materiais. À semelhança dos pisos mistos madeira-betão, o esforço de corte longitudinal e o sistema de ligação adquire nesta solução uma importância acrescida, constituindo um parâmetro a verificar. Os vários sistemas de ligação que as chapas podem adquirir estão presentes na figura 4.60.

#### 4.8.2. SOLUÇÕES PROPOSTAS

##### 4.8.2.1. Descrição das soluções

Dos vários tipos de perfis existentes, nomeadamente quanto ao tipo de ligação, optou-se por recorrer ao perfil PC 65, cuja geometria está definida na figura 4.61. Neste tipo de perfil, a ligação entre aço e betão é do tipo amarração de extremidade, pelo que são necessários conectores fixados mecanicamente ou soldados.

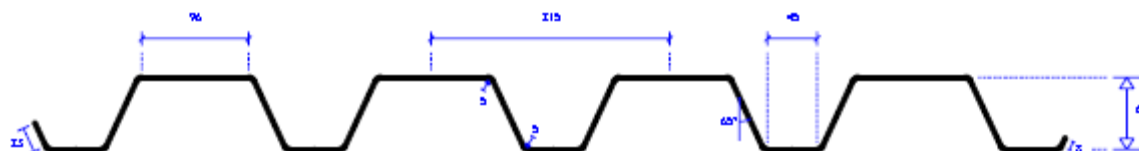


Fig. 4.61 – Geometria (em mm) de uma unidade de chapa perfilada Colaborante PC 65 (Figueiras *et al*, 2006).

Para os vãos de 3 e 5 m, poderá adoptar-se lajes colaborantes com as nervuras na direcção perpendicular às paredes resistentes, realizando-se o apoio directamente nestas ou com recurso a perfis metálicos (solução S7-A).

No entanto, essa solução não é possível para o vão de 7 m. Neste caso, a laje mista é lançada na direcção paralela às paredes e apoiada em perfis metálicos colocados perpendicularmente que por sua vez descarregam nas paredes resistentes, como esquematizado na figura 4.63 (solução S7-B). Admitiu-se um comprimento de piso de 6 m, sendo as vigas de apoio espaçadas de 3 m.

Nessas soluções optou-se por usar vigas metálicas “H”. Para além deste tipo de vigas proporcionar uma maior superfície de apoio à laje mista, com este perfil consegue-se mobilizar uma maior inércia, sendo necessária uma altura de secção menor. Deste modo, a altura total ocupada por esta solução é menor do que, por exemplo, quando se recorre a vigas em “I”. Esta solução foi também idealizada para o vão de 5m.

O betão é da classe C20/25, a chapa da classe S280GD+Z, e o aço em varões ou malha electrosoldada da classe S500.

O quadro 4.37 resume as características das soluções propostas.

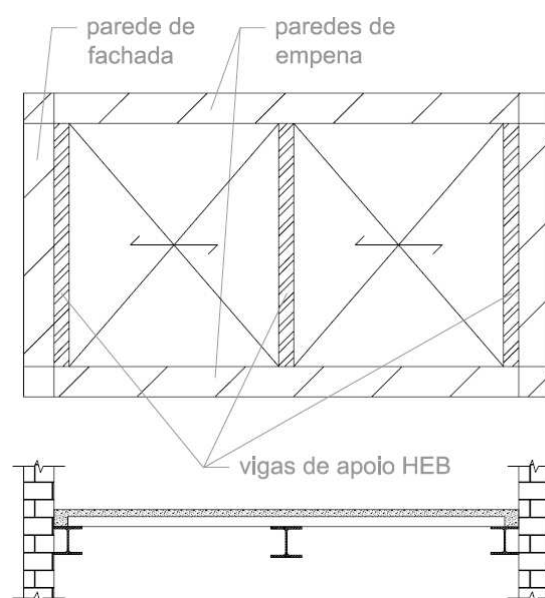
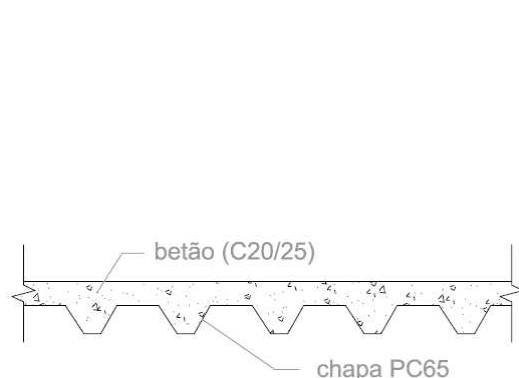


Fig. 4.62 – Esquema da solução mista aço-betão S7-A.

Fig. 4.63 – Esquema da solução mista aço-betão S7-B.

Quadro 4.37 – Dimensões e especificações da solução mista aço-betão (S7)

Solução	Vão	Dimensões		Armadura de distribuição	Armadura de fendilhação	Vigas de apoio		
		H (m)	e (mm)			Central	Extremas	Espaçamento (m)
S7-A	3 m	0,12	0,8	AR 34	-	-	-	-
	5 m	0,18	1,2	AR 42	-	-	-	-
S7-B	5 m	0,12	0,8	AR 34	Ø10//0,25	HEB 200	HEB 180	3,0
	7 m	0,12	0,8	AR 34	Ø10//0,25	HEB 240	HEB 220	3,0

#### 4.8.2.2. Critérios de dimensionamento

O dimensionamento destas soluções foi efectuado directamente com recursos a tabelas presentes num relatório de lajes de um fabricante (Figueiras *et al*, 2006). Essas tabelas foram executadas tendo em

conta o peso próprio do piso e a sobrecarga admitida, e as disposições do Eurocódigo 4, parte 1-1 (CEN, 2004b). As disposições de armaduras de distribuição e armadura de fendilhação (a colocar nos apoios centrais) são também indicadas no referido relatório. Em todas as soluções foi o esforço de corte da ligação aço-betão que foi condicionante e todas requerem um prumo de escoramento durante a betonagem e cura do betão.

#### 4.8.3. EFEITO NA RESTANTE ESTRUTURA

O quadro 4.38 apresenta o peso próprio das soluções apresentadas. Verifica-se que estas não são soluções muito pesadas e apresentam valores próximos para diferentes vãos.

Quadro 4.38 – Peso próprio dos pisos mistos aço-betão

Vão	3 m	5 m	7 m
Solução S7-A	2,10 kN/m <sup>2</sup>	3,60 kN/m <sup>2</sup>	-
Solução S7-B	-	2,37 kN/m <sup>2</sup>	2,47 kN/m <sup>2</sup>

#### 4.8.4. COMPORTAMENTO SÍSMICO

As conclusões de um trabalho realizado por (Branco, Guerreiro, 2007) que compara diversas técnicas de reforço às acções sísmicas, envolvendo não só a introdução de elementos, mas também a substituição de pisos, apontam para bons resultados de lajes mistas aço-betão com cofragem colaborante. Este bom comportamento pode dever-se ao facto deste tipo de solução apresentar uma considerável rigidez no próprio plano e, por outro lado, possuir uma reduzida massa. De facto, estas características fazem com que este tipo de soluções melhore, à partida, o comportamento global do edifício às acções horizontais.

#### 4.8.5. LIGAÇÃO ÀS PAREDES

A ligação às paredes de alvenaria desta solução deverá realizar-se de forma semelhante às soluções de betão armado (S5 e S6), através de perfis metálicos ligados a esta (figura 4.54). Tal como se disse para esses casos, os perfis, os diâmetros e espaçamentos dos varões deverão ser dimensionados de acordo com as cargas a transmitir à parede de alvenaria, e os varões deverão ser selados. Adicionalmente, o apoio no perfil deve ser realizado de modo a cumprir as condições de apoio definidas pelo Eurocódigo 4 ou pelo próprio fabricante.

Quanto ao apoio das vigas metálicas que dão suporte à laje mista em soluções do tipo S7-B, deverão ser executados do mesmo modo que as vigas metálicas da solução S3 (ver 4.4.5), ou seja, através de aberturas na parede ou através de perfis em “L”.

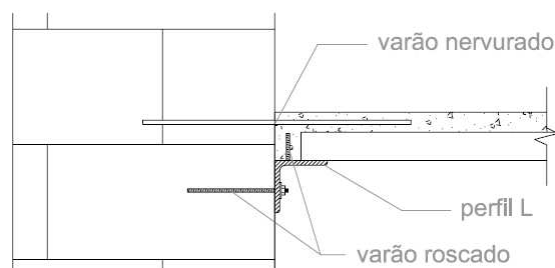


Fig. 4.64 – Apoio de piso misto aço-betão (S7-A).

#### 4.8.6. COMPORTAMENTO AO FOGO

Segundo o Eurocódigo 4, Parte 1-2 (CEN, 2005b), as lajes mistas sem protecção especial ao fogo e dimensionadas de acordo com o EC 4, Parte 1-1 (CEN, 2004b), como é o caso das soluções apresentadas, apresentam uma resistência ao fogo de pelo menos 30 minutos, pelo critério R – Resistência mecânica.

O aumento da resistência ao fogo é possível com a colocação de armaduras adicionais ou através de sistemas de protecção.

Na primeira hipótese, a armadura adicional é colocada segundo a figura 4.65, dispostas longitudinalmente no interior das nervuras, estando desse modo protegidas pelo betão.

Quanto aos sistemas de protecção, estes são aplicados à parte inferior da chapa perfilada e podem constituir nos mesmos tipos já referidos em 4.4.7.2. para a protecção de vigas metálicas, ou seja, argamassas projectadas, placas de protecção (por exemplo, gesso cartonado) ou tintas intumescentes.

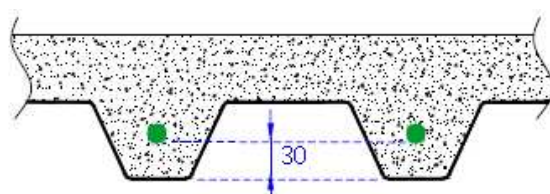


Fig. 4.65 – Disposição de armadura adicional em lajes mistas aço-betão (Figueiras *et al*, 2006).

#### 4.8.7. ISOLAMENTO TÉRMICO

O isolamento térmico deste tipo de solução foi calculado considerando-se os valores da condutibilidade térmica do betão e do aço (podendo a do aço ser desprezado) e a média ponderada da espessura da laje. Os valores obtidos, presentes no quadro 4.39, apontam para um baixo nível de isolamento térmico, devido a tratar-se uma solução de betão de baixa espessura.

Quadro 4.39 – Resistência térmica (R) das soluções mistas aço-betão (S7)

Vão	3 m	5 m	7 m
Solução S7-A	0,38 m <sup>2</sup> .°C/W	0,41 m <sup>2</sup> .°C/W	-
Solução S7-B	-	0,38 m <sup>2</sup> .°C/W	0,38 m <sup>2</sup> .°C/W



#### 4.8.8. ISOLAMENTO ACÚSTICO

O documento atrás referido, (Figueiras *et al*, 2006) apresenta também estimativas do isolamento sonoro deste tipo de soluções conforme a altura total da laje, tanto para sons aéreos como para sons de percussão. Com base nesses valores apresentam-se no quadro 4.40 as estimativas para o isolamento sonoro de cada uma das soluções apresentadas.

Quadro 4.40 – Índice de isolamento sonoro a sons aéreos de soluções mistas aço-betão (S7)

Vão	3 m	5 m	7 m
Solução S7-A	45 dB	52dB	-
Solução S7-B	-	45 dB	45 dB

#### 4.8.9. TEMPO E MODO DE EXECUÇÃO

Os pisos mistos aço-betão são de relativa facilidade de execução. A chapa perfilada que serve de cofragem é bastante leve, sendo fácil o seu manuseamento, sendo na verdade mais leves que as cofragens correntes. A figura 4.66 apresenta o processo de montagem deste tipo de soluções em edifícios novos.

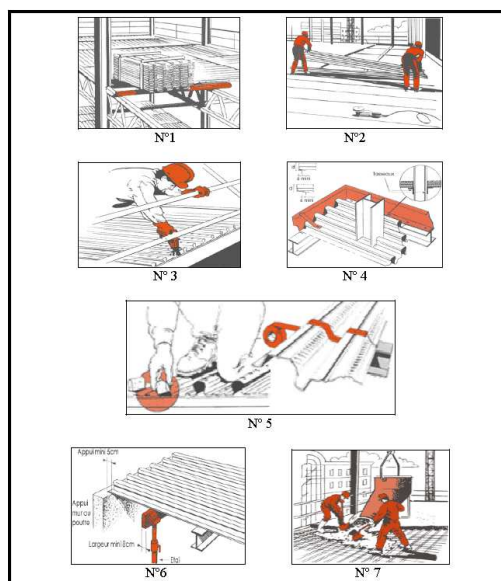


Fig. 4.66 – Esquema de montagem para um piso misto de cofragem colaborante segundo a *Globalfloor* (Saúde *et al*, 2006).

Como já foi referido para outras soluções, em obras de reabilitação de estruturas existentes esta facilidade de construção pode não ser inteiramente verdade, por haver a necessidade de se manobrar elementos prefabricados, tal como as chapas de aço, cujas dimensões podem oferecer algumas dificuldades na sua colocação.

Quanto ao tempo de execução poderá referir-se que, por se tratar de uma cofragem autoportante, deixa de ser necessária a fase de descofragem, reduzindo-se assim o tempo de execução.

#### 4.8.10. REVERSIBILIDADE E INTRUSÃO

Em lajes mistas aço-betão mais uma vez se depreende com o facto do uso do betão aumentar o nível de intrusão devido à presença de água. No entanto, trata-se de uma solução relativamente leve, pelo que o seu peso próprio não é, neste caso, tão relevante como em outras soluções que fazem uso do mesmo material (soluções S5 e S6).

Quanto à reversibilidade esta solução constitui o mesmo caso de soluções anteriormente expostas, em que o nível de reversibilidade está mais ligado às condições de apoio adoptadas do que propriamente à solução em si.

#### 4.8.11. CUSTO

Os custos obtidos para os pisos mistos aço-betão variam muito conforme a solução adoptada (com ou sem vigas metálicas de suporte). Pela observação dos custos obtidos (quadro 4.41) facilmente se percebe que as vigas metálicas fazem disparar o preço do piso, principalmente para vãos maiores. Desse modo, os custos de pisos mistos aço-betão apenas são económicos para vãos menores, sem recurso a vigas de apoio intermédio.

A estimativa dos custos teve em conta os preços dos materiais já referidos para outras soluções, exceptuando-se o aço da chapa para o qual se adoptou um custo de 1,0 €/kg. A mão-de-obra foi fixada em 20€/m<sup>2</sup>.

Quadro 4.41 – Custo dos pisos mistos aço-betão (S7)

Vão	3 m	5 m	7 m
Solução S7-A	33,90 €/m <sup>2</sup>	38,20 €/m <sup>2</sup>	-
Solução S7-B	-	57,70 €/m <sup>2</sup>	88,00 €/m <sup>2</sup>

#### 4.8.12. CONCLUSÕES

As lajes mistas afiguram-se como uma solução vantajosa, pois parecem apresentar características médias nos vários critérios analisados. Como principais vantagens apresentam um peso próprio reduzido e simultaneamente um bom comportamento sísmico. Adicionalmente, o seu tempo de execução é menor quando comparado com outras soluções com recurso ao material betão. Quanto ao seu desempenho funcional a nível térmico e acústico pode se considerar satisfatório.

Por outro lado, este tipo de soluções apresenta um mau comportamento ao fogo, sobretudo condicionado pela chapa de aço, e igualmente elevados custos para vão de grandes dimensões.

Quadro 4.42 – Vantagens e desvantagens do piso misto aço-betão (7)

Vantagens	Desvantagens
Peso próprio reduzido	Mau comportamento ao fogo
Bom comportamento sísmico	Custo elevado para vãos maiores
Razoável desempenho acústico e térmico	
Facilidade e reduzido tempo de execução	

## 4.9. ANÁLISE COMPARATIVA

### 4.9.1. INTRODUÇÃO

Ao longo deste capítulo fez-se a descrição pormenorizada de vários sistemas construtivos passíveis de serem executados em edifícios de alvenaria de pedra. Para cada sistema propôs-se uma ou mais soluções para diversos vãos, caracterizando-se cada solução nos seus variados aspectos. Neste subcapítulo importa agora proceder-se a uma análise comparativa, de forma a evidenciar as reais vantagens e desvantagens de cada solução em relação às outras. Este subcapítulo consiste, deste modo, num resumo da análise que se efectuou ao longo deste trabalho, servindo como ponto de partida para a conclusão.

### 4.9.2. EFEITO NA RESTANTE ESTRUTURA

Demonstrou-se ao longo deste trabalho que o peso do piso varia muito de solução para solução e que este é determinante no efeito para a restante estrutura, nomeadamente para as paredes resistentes de alvenaria e respectivas fundações. A sua importância não deve ser de modo algum descurada, sendo um factor que deverá ser ponderado na escolha de uma solução.

O quadro 4.43 resume o peso próprio das várias soluções. Tendo em conta estes valores, poder-se-á dividir os pisos em três classes de peso: soluções leves, médias e pesadas.

Ao primeiro grupo pertencem os pisos de madeira (S1 e S2) e os pisos de vigas metálicas (S3). Estas soluções traduzem-se em alterações pouco significativas em termos de peso, em relação aos pisos existentes, constituindo as melhores soluções quanto a este aspecto.

Como soluções de peso médio surgem os pisos mistos madeira-betão (S4), os pisos aligeirados de betão armado (S6) e os pisos mistos aço-betão (S7), constituindo esta última solução na mais leve deste grupo. Todas estas soluções são susceptíveis de serem aplicadas a edifícios de alvenaria de pedra. Contudo, este segundo grupo apresenta maior exigência quanto à qualidade e condição da alvenaria, o que obriga a uma reflexão mais cuidadosa no seu uso. Há que se certificar do bom estado da alvenaria e garantir que os estados de tensão que estas soluções provocam, estejam afastados suficientemente da sua resistência última. Estas soluções podem exigir também, uma maior preocupação no modo de ligação do piso à alvenaria de pedra.

Quanto à solução de laje maciça de betão armado (S5), esta constitui uma solução com elevado peso próprio que pode condicionar toda a estrutura existente. Por esse motivo, este tipo de pisos é desaconselhado.

Quadro 4.43 – Peso próprio das soluções

Solução		Pesos próprios (kN/m <sup>2</sup> )				Relação
		3 m	5 m	7 m	Média	
Madeira maciça	S1-B	0,17	0,20	0,32	0,23	1
	S1-A	0,19	0,25	0,38	0,27	1,2
Madeira lamelada colada	S2-B	0,20	0,25	0,34	0,26	1,1
	S2-A	0,16	0,26	0,40	0,27	1,2
Metal-Madeira	S3	0,20	0,29	0,50	0,33	1,4
Madeira-Betão	S4	1,56	1,62	1,75	1,64	7
Aço-Betão	S7-B	-	2,37	2,47	2,42	11
	S7-A	2,10	3,60	-	2,85	12
Betão armado aligeirado	S6	2,03	3,36	4,77	3,39	15
Betão armado maciço	S5	4,80	6,50	9,00	6,77	29

#### 4.9.3. COMPORTAMENTO SÍSMICO

Ao longo deste trabalho tentou-se demonstrar possíveis consequências de cada solução no comportamento sísmico dos edifícios. Analisou-se alguns fenómenos envolvidos na resposta sísmica de edifícios de alvenaria de pedra e prováveis efeitos dos diferentes pisos neste, citando-se alguns casos reais e alguns trabalhos relacionados com o assunto. Como foi anteriormente referido, existe ainda uma certa incerteza neste campo, apesar dos vários trabalhos que têm vindo a ser desenvolvidos, talvez pelo relativo desconhecimento que ainda existe sobre o comportamento de estruturas antigas.

No entanto, um recente estudo publicado por (Branco, Guerreiro, 2007) aborda esta temática, precisamente sobre o ponto de vista comparativo de diferentes técnicas de reforço que incluem a adição de elementos de reforço ou a substituição de pisos. Nesse trabalho foram efectuados modelos numéricos de soluções aplicadas a um edifício real, entre as quais uma laje de betão armado, uma laje mista com chapa metálica colaborante, um piso metálico (vigas metálicas com grelha de aço) e a colocação de tirantes de aço com a manutenção do piso tradicional existente. Os resultados obtidos, nomeadamente os deslocamentos relativos máximos segundo a menor direcção do edifício, permitem avaliar a influência de cada solução no comportamento sísmico do edifício (figura 4.67).

As conclusões do referido trabalho apontam para um bom desempenho da laje colaborante e da laje de betão armado. Estes resultados confirmam o que foi dito neste trabalho acerca da importância do efeito de diafragma, que pode vir a ser transmitido pelas soluções de betão armado e laje colaborante. Por outro lado, estes resultados confirmam também a hipótese do bom desempenho sísmico da laje colaborante por combinar o efeito de diafragma rígido com uma massa reduzida.

Por outro lado, o estudo também corrobora o bom desempenho de tirantes metálicos, que podem ser usados conjuntamente com as soluções de madeira (S1 e S2), resolvendo o problema da reduzida rigidez no próprio plano associado a este tipo de pisos.

Quanto à solução de vigas metálicas, os resultados do modelo apresentaram um comportamento pior do que a solução original o que vem confirmar a dúvida lançada quanto ao bom desempenho desta

solução. No entanto, o autor não atribui nenhuma explicação a este mau comportamento nem refere que tipo de ligação existia entre o piso e as paredes de alvenaria.

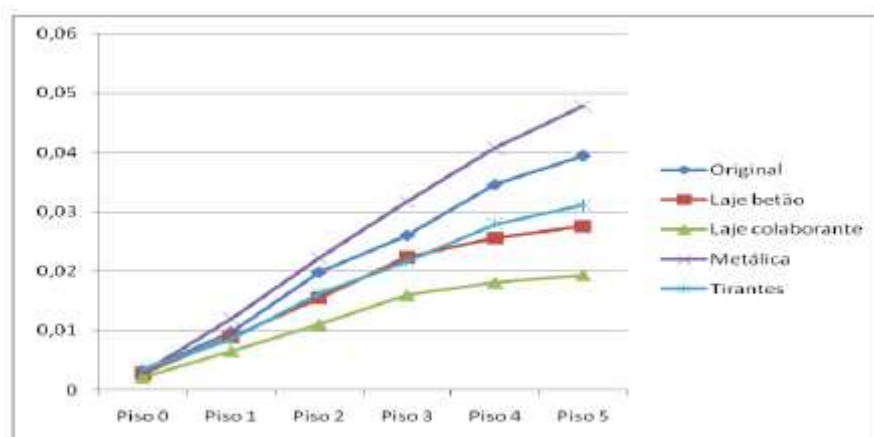


Fig. 4.67 – Gráfico dos deslocamentos dos pisos de um modelo numérico (Branco, Guerreiro, 2007).

As soluções de laje aligeirada e de madeira-betão apresenta à partida um bom comportamento sob acções sísmicas. A primeira, apesar de não constituir uma solução tão homogénea quanto a laje de betão armado, apresenta a vantagem de possuir uma menor massa. A solução mista madeira-betão, apesar de não possuir uma rigidez no próprio plano tão elevada, significa uma melhoria em relação às soluções de madeira, com um reduzido acréscimo de massa.

#### 4.9.4. LIGAÇÕES ÀS PAREDES

Os dois pontos anteriores suscitaram diferentes questões que tornam mais importante o aspecto da ligação dos pisos às paredes de alvenaria. Enquanto no primeiro, o peso próprio, levanta questões sobre o melhor modo de se realizarem os apoios de forma a que se minimizem os esforços transmitidos à parede (em que as soluções mais pesadas se poderão revelar mais críticas, neste aspecto), o segundo ponto levanta a questão de como ligar eficazmente os pisos às paredes, para que estes funcionem em conjunto sob acções horizontais.

Ao longo do trabalho foram referidos diversos modos possíveis de se realizar a ligação dos pisos às paredes, alguns dos quais, apenas serão possíveis de se executar em determinado tipo de pisos.

As soluções que envolvem vigas de madeira ou vigas metálicas (S1, S2, S3, S4 e S7) possibilitam que o apoio se faça por aberturas na parede, constituindo uma vantagem em relação às soluções de betão armado (S5 e S7) cujo apoio se realiza através de perfis metálicos fixados ao longo da parede e de ferrolhos (varões). Como referido, o embebimento das vigas na parede faz com que a transmissão das forças verticais se realize dentro, ou mais próximo, do núcleo central da parede, reduzindo a possibilidade de estas virem a sofrer esforços de flexão e consequentemente tracção. Por outro lado, este tipo de ligações, para as soluções mais pesadas ou de materiais mais rígidos (logo, de maior incompatibilidade com a alvenaria) pode originar concentrações de tensão perigosas.

De qualquer modo, mesmo para este tipo de ligações, a colocação de perfis metálicos ao longo da parede pode tornar-se indispensável como meio de fixação do piso à parede, em termos de deslocamentos horizontais. Foi já demonstrado ao longo deste trabalho que essa ligação é bastante

importante para o comportamento sísmico da estrutura global do edifício, constituindo o piso, o elemento de ligação entre as várias paredes de alvenaria.

Quanto a soluções cujo apoio se realize exclusivamente através de perfis colocados ao longo da parede (S5 e S6), será importante referir que, tanto os varões como os perfis metálicos deverão ser dimensionados de acordo com as acções relevantes, especialmente ao esforço de corte. Adicionalmente, a introdução de varões nervurados ou roscados na parede de alvenaria deve ser sempre realizada com a sua selagem através de argamassas de alta aderência ou resinas epoxi. A figura 4.68 exemplifica um processo de execução da selagem de um varão roscado através de uma ampola química, enquanto a figura 4.69 apresenta uma fotografia de varões nervurados selados, numa parede de alvenaria, através de uma resina epoxi.

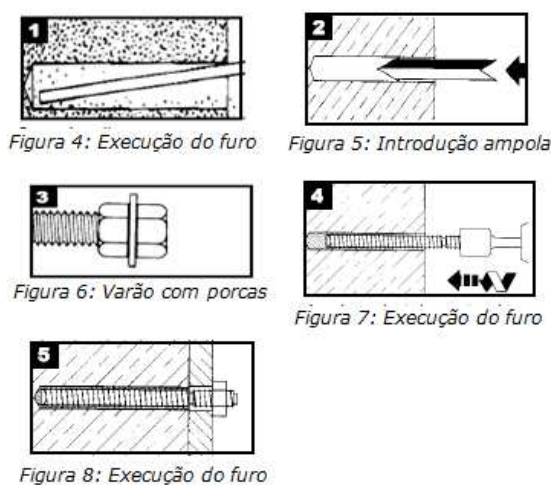


Fig. 4.68 – Processo de selagem de um varão roscado através de ampola química da *Hilti*.



Fig. 4.69 – Varões nervurados selados com resina epoxi (Branco, 2007).

Um último aspecto a ser referido neste ponto será a ligação às paredes de fachada e de tardo. Nas soluções apresentadas neste trabalho, adoptou-se pisos que funcionassem apenas numa direcção, tendo em conta as características dos edifícios de alvenaria de pedra típicos da cidade do Porto. Nestes edifícios, as paredes de empena geralmente possuem uma maior capacidade resistente por não possuírem aberturas importantes, como acontece com as portas e janelas das paredes presentes nas fachadas, para além de corresponderem geralmente à direcção do vão menor.

No entanto, demonstrou-se que é importante existir uma ligação dos pisos às paredes de fachada e tardo, relevante para a melhoria do comportamento sísmico global da estrutura, permitindo a transmissão de parte das forças horizontais a essas paredes.

#### 4.9.5. COMPORTAMENTO AO FOGO

Os pisos que apresentam maior resistência ao fogo são os pisos de betão armado (S5 e S6). Foram referidos os fenómenos que estão associados ao comportamento dessas soluções ao fogo, explicando-se que o betão oferece a protecção necessária à armadura que é particularmente sensível ao aumento da temperatura gerada por um incêndio. De entre essas duas soluções são os pisos de betão armado maciço (S5) que apresentam maior resistência, talvez por constituírem soluções mais homogéneas e

que conferem essa protecção necessária à armadura. Nas lajes aligeiradas (S6), as vigotas, por serem pré-esforçadas, estão mais sujeitas quanto aos referidos fenómenos durante o incêndio. No entanto, ambas as soluções são susceptíveis de apresentarem maior resistência através do aumento do recobrimento.

As soluções de madeira (S1 e S2) apresentam também um bom comportamento ao fogo, especialmente para vãos maiores, aos quais correspondem secções de maiores dimensões. De facto, estas soluções podem facilmente ser dimensionadas, com um aumento de secção, de acordo com a resistência requerida.

As soluções que apresentam pior desempenho são as soluções metálicas (S3 e S7) e a solução mista madeira-betão (S4). As duas primeiras possuem um fraco desempenho ao fogo, por apresentarem elementos de aço directamente expostos ao fogo, cujas propriedades se alteram profundamente com o aumento da temperatura, como anteriormente referido. No entanto, é a solução madeira-betão que apresenta piores resultados. Apesar de, segundo alguns autores, este tipo de pisos melhorar o comportamento ao fogo em relação a soluções simples de madeira, na realidade a verificação realizada apresenta, não uma melhoria, mas um agravamento, devido ao peso próprio acrescido. A camada de betão apenas oferece uma protecção quanto à zona superior do piso.

Contudo, estas últimas soluções, bem como as outras apresentadas, são susceptíveis de serem protegidas através de sistemas referidos ao longo deste trabalho, aumentando-se o nível de resistência ao fogo.

Quadro 4.44 – Resistência ao fogo das soluções

Solução		Resistência ao fogo (min)		
		3 m	5 m	7 m
Madeira maciça	S1-A	30	30	50
	S1-B	30	30	40
Madeira lamelada colada	S2-A	30	40	50
	S2-B	30	30	40
Metal-Madeira	S3	Não verificado		
Madeira-Betão	S4	≤ 30		
Betão armado maciço	S5	90	90	90
Betão armado aligeirado	S6	30 a 60		
Aço-Betão	S7-A	≥ 30		
	S7-B			

#### 4.9.6. ISOLAMENTO TÉRMICO

Foram estimados neste capítulo as resistências térmicas de cada solução, considerando a hipótese de o piso dividir um espaço útil de não útil. Os resultados obtidos estão resumidos no quadro 4.45. Conclui-

se que as soluções de madeira (S1 e S2) e madeira-betão (S4) são as que apresentam melhor isolamento térmico, com valores de resistência térmica entre 0,60 e 0,80 m<sup>2</sup>.°C/W, podendo atingir 1,00 m<sup>2</sup>.°C/W no caso da solução mista madeira-betão (S4), em que a espessura de betão constitui uma camada de isolamento extra.

As soluções de betão armado (S5 e S6) e a solução metal-madeira (S3) apresentam um razoável isolamento térmico. Nesta última solução, o isolamento térmico é conferido unicamente pelo soallo, uma vez que o aço possui uma elevada condutibilidade térmica. Quanto às soluções de betão armado, o isolamento térmico deve-se sobretudo à elevada altura destes pisos. Destas soluções, é a laje aligeirada (S6) que apresenta melhores resultados devido aos blocos de cofragem que constituem espaços de ar não ventilados.

A solução com pior desempenho térmico é o piso misto aço-betão de cofragem colaborante (S7), cujo isolamento é apenas conferido por uma camada de betão variável e de reduzida espessura.

Quadro 4.45 – Isolamento térmico das soluções

Solução		Resistência térmica (m <sup>2</sup> .°C/W)				Relação
		3 m	5 m	7 m	Média	
Madeira maciça	S1-A	0,64	0,74	0,98	0,79	2,1
	S1-B	0,61	0,64	0,73	0,66	1,7
Madeira lamelada colada	S2-A	0,60	0,75	0,96	0,77	2,0
	S2-B	0,64	0,68	0,74	0,69	1,8
Metal-Madeira	S3	0,46	0,46	0,46	0,46	1,2
Madeira-Betão	S4	0,66	0,76	1,00	0,81	2,1
Betão armado maciço	S5	0,41	0,44	0,49	0,45	1,2
Betão armado aligeirado	S6	0,49	0,51	0,55	0,52	1,4
Aço-Betão	S7-A	0,38	0,41	-	0,40	1,0
	S7-B	-	0,38	0,38	0,38	1

#### 4.9.7. ISOLAMENTO ACÚSTICO

Neste trabalho apenas se procedeu a uma análise qualitativa do isolamento acústico, referindo-se em alguns casos valores indicativos do índice de isolamento sonoro a sons aéreos, obtido por expressões aproximadas baseados na massa. O isolamento acústico constitui um aspecto bastante complexo, que depende vários factores fora do âmbito deste trabalho.

No entanto, a análise aqui exposta permite tirar conclusões gerais quanto ao desempenho dos vários pisos. As soluções de betão armado (S5 e S6), incluindo os pisos mistos com chapa colaborante e piso de madeira (S7 e S4) apresentam um relativo bom desempenho acústico. Para os sons aéreos, o isolamento é tanto maior, quanto maior a sua massa. Para os sons de percussão, a questão é mais complexa, dependendo do tipo de revestimento aplicado e de outros factores, entre os quais pode envolver fenómenos como, por exemplo, a transmissão marginal.



Outro aspecto que pode, contudo, ser extraído, é o fraco desempenho acústico dos pisos de madeira (S1 e S2) e dos pisos metal-madeira (S3) que constituem soluções de reduzida massa.

#### 4.9.8. TEMPO E MODO DE EXECUÇÃO

O critério do tempo e modo de execução foi outro aspecto analisado que envolveu alguma subjectividade. Se a previsão do tempo de execução de obras de construções novas é, já por si, difícil de se prever com rigor, esta questão adquire uma maior complexidade quanto a obras de reabilitação. Os tempos de execução não só dependem das condições de cada obra particular, o que torna a generalização mais incerta, mas também de cada tarefa específica a realizar numa determinada intervenção, que pode diferenciar muito de caso para caso.

Tendo isto em conta, procedeu-se a uma análise de cada solução, ponderando-se a maior ou menor facilidade e tempo de execução a que cada sistema está associado, tendo em consideração eventuais diferenças que estes possam ter em relação à sua execução em edifícios antigos.

Como conclusão desta análise pode-se afirmar que as soluções que envolvem betão armado (S5 e S6) são à partida as que apresentam maior tempo, por envolverem as tarefas de cofragem, tempo de cura do betão e descofragem. De estas soluções, os pisos aligeirados de betão armado (S6) requerem, geralmente, um menor tempo de execução, por recorrerem a elementos prefabricados. No entanto, esta solução poderá ser mais morosa, se o projecto prever, por exemplo, a introdução das vigotas prefabricadas em aberturas a realizar na parede. Esse caso contrastaria com uma solução de betão armado em que seria necessário apenas introdução de ferrolhos na parede e a colocação de uma cantoneira metálica de apoio, envolvendo, portanto, um menor tempo.

Por outro lado, soluções mistas que envolvem igualmente o uso de betão (S4 e S7) possuem a vantagem de envolver cofragens perdidas ou colaborantes que eliminam a necessidade da sua remoção.

Os pisos que à partida apresentam uma maior facilidade e rapidez de montagem são as soluções de madeira (S1 e S2) e de vigas metálicas (S3), especialmente quando se possam aproveitar as aberturas já existentes nas paredes. A única desvantagem que estas soluções podem apresentar, tornando-as mais morosas, acontece se o apoio das vigas se realizar através de aberturas a realizar nas paredes, um processo que poderá envolver algumas dificuldades.

#### 4.9.9. REVERSIBILIDADE E INTRUSÃO

As soluções que mais se adequam a edifícios antigos, apresentando uma considerável reversibilidade e reduzida intrusão são as soluções de madeira (S1 e S2). Por um lado, estas soluções são muito semelhantes à dos pisos existentes, introduzindo à partida poucas modificações globais em termos de cargas, sistema de apoio, etc.

A execução de soluções envolvam o betão constitui processos “húmido”, ou seja, com recurso a água, o que, segundo (Cóias, 2007) aumenta o seu nível de intrusão.

Em relação ao peso de cada solução, este constitui igualmente uma medida do seu nível de intrusão, sendo um aspecto que foi já exposto em 4.9.2.

Poderá referir-se ainda que o nível de intrusão e, principalmente, o nível de reversibilidade de uma determinada solução poderá estar mais relacionada com o sistema de apoio adoptado, do que com o

tipo de piso em si, nomeadamente se este envolve a realização de aberturas importantes ou de furos, com eventual utilização de compostos químicos ou argamassas.

#### 4.9.10. ARQUITECTURA

Como referido no início deste capítulo, este ponto depreende-se essencialmente com a altura de cada solução, uma característica que pode ser importante quando existe condicionantes quanto ao pé-direito dos edifícios.

Pela observação do quadro 4.46 que resume a altura de cada solução estudada, conclui-se que é a solução metal-madeira (S3) que apresenta menor valor. A solução aço-betão sem recurso a vigas metálicas (S7-A) apresenta igualmente valores reduzidos.

A maioria das restantes soluções (S1-A, S2-A, S4, S5 e S6) possui uma altura entre 20 e 23 cm em média. As soluções que utilizam sistemas de vigas como é o caso das soluções S1-B, S2-B e ainda a solução S7-B, apresentam as alturas maiores.

Será importante referir ainda que os valores apresentados para as soluções que envolvem o material betão (S4, S5, S6 e S7) não incluem revestimentos, geralmente indispensáveis neste tipo de soluções, ao contrário do soalho de madeira que pode constituir ele próprio o acabamento. Esses revestimentos podem aumentar a altura final dessas soluções.

Quadro 4.46 – Altura das soluções

Solução		Altura (m)				Relação
		3 m	5 m	7 m	Média	
Madeira maciça	S1-A	0,182	0,222	0,272	0,23	1,7
	S1-B	0,322	0,422	0,622	0,46	3,4
Madeira lamelada colada	S2-A	0,157	0,202	0,247	0,20	1,5
	S2-B	0,337	0,427	0,472	0,41	3,0
Metal-Madeira	S3	0,102	0,142	0,162	0,14	1
Madeira-Betão	S4	0,19	0,23	0,28	0,23	1,7
Betão armado maciço	S5	0,13	0,20	0,30	0,21	1,6
Betão armado aligeirado	S6	0,13	0,21	0,35	0,23	1,7
Aço-Betão	S7-A	0,12	0,18	-	0,15	1,1
	S7-B	-	0,32	0,36	0,34	2,5

#### 4.9.11. CUSTOS

As estimativas de custos realizadas para cada solução, apesar de possuírem apenas um carácter indicativo, permitem uma análise económica bastante relevante. O quadro 4.47 resume os custos estimados para cada solução (arredondados à unidade) e apresenta a relação entre estes.

Facilmente se conclui que as soluções mais caras são as de madeira (S1, S2 e S4), possuindo um custo maior que o dobro da solução mais barata, a laje aligeirada de betão armado (S6). Destas soluções, poderá afirmar-se que a madeira lamelada colada apresenta os custos maiores.

As soluções de pisos metálicos (S3 e S7) apresentam igualmente custos elevados, contudo, menores que os pisos de madeira. Será interessante referir que a solução mista aço-betão (S7), sem recurso a vigas metálicas intermédias, apenas possível para vãos até cerca de 5 m, constitui uma solução quase tão barata como a de laje aligeirada. No entanto, para vãos superiores em que o uso dessas vigas se torna indispensável, o custo aumenta para cerca o dobro.

A solução de laje maciça de betão armado (S5) afigura-se igualmente como uma solução bastante económica, com um custo 50% superior ao da laje aligeirada.

Quadro 4.47 – Custo das soluções

Solução		Custo (€/m <sup>2</sup> )				Relação
		3 m	5 m	7 m	Média	
Madeira maciça	S1-A	64	71	89	75	2,2
	S1-B	63	67	97	76	2,2
Madeira lamelada colada	S2-A	69	84	109	87	2,5
	S2-B	73	82	97	84	2,4
Metal-Madeira	S3	50	62	77	63	1,8
Madeira-Betão	S4	65	72	90	76	2,2
Betão armado maciço	S5	34	51	66	50	1,5
Betão armado aligeirado	S6	28	34	41	34	1
Aço-Betão	S7-A	34	38	-	36	1,0
	S7-B	-	58	88	73	2,1

#### 4.9.12. CONCLUSÕES

O quadro 4.48 apresenta um resumo das características de cada solução estudada. Nesse quadro tentou-se atribuir um nível qualitativo a cada um dos critérios

Pela análise das diversas comparações relativamente a cada um dos critérios, conclui-se que não há soluções óptimas, tal como seria de esperar. Cada solução apresenta vantagens e desvantagens em relação aos vários aspectos que devem ser tidos em conta na escolha de uma determinada solução para um edifício. No entanto poderá afirmar-se o seguinte:

a) Os pisos de madeira (S1 e S2) afiguram-se como as soluções menos intrusivas e mais adaptáveis a edifícios antigos. O seu peso próprio é muito reduzido, o que provoca reduzidas alterações ao estado de tensão das alvenarias. Os problemas relacionados com o comportamento sísmico e o isolamento

acústico podem ser contornados, através de sistemas adequados. No entanto, esta solução é bastante cara.

b) Os pisos mistos aço-betão com cofragem colaborante (S7) afiguram-se como uma boa alternativa. Para vãos menores apresentam um custo muito reduzido, possuindo características funcionais médias que podem ser resolvidas através de outros sistemas (por exemplo, tecto falso para o isolamento térmico e acústico). Apresentam ainda a grande vantagem de serem soluções bastante leves e com um bom comportamento sísmico

c) A solução metal-madeira (S3), apesar de ser um pouco mais económica que as soluções de madeira, mantendo um peso próprio reduzido, apresentam algumas desvantagens importantes. Requerem uma protecção ao fogo adequada e possuem características fracas quanto ao isolamento térmico e acústico. Por outro lado, é a solução que apresenta a altura mais reduzida.

d) A solução de betão armado aligeirado (S6) possui um elevado peso próprio, uma característica que deve ser tomado em consideração na sua escolha como solução adoptar, constituindo uma solução bastante intrusiva. Por outro lado, apresenta razoáveis características funcionais e constitui a solução mais económica. O seu uso será mais vantajoso para vencer vãos de maior dimensão.

e) A solução mista madeira-betão (S4) é, em princípio, apenas útil quando se recorram a soluções de pisos de madeira e se queira proceder, pontualmente, à sua impermeabilização, como em áreas de cozinha ou casa de banho.

d) O betão armado maciço (S5), apesar de todas as suas vantagens económicas, funcionais e de um possível melhoramento do comportamento sísmico, o seu uso em edifícios de alvenaria de pedra é, em princípio, desaconselhado devido ao seu elevado peso próprio.

Quadro 4.48 – Resumo das características das soluções

Solução	Leveza	Comportamento sísmico	Comportamento ao fogo	Isolamento térmico	Isolamento acústico	Tempo de execução	Nível de Intrusão	Custo
Madeira maciça (S1)	Leve	Bom (com tirantes)	Bom	Bom	Mau	Reduzido	Reduzido	Elevado
Madeira lamelada colada (s2)	Leve	Bom (com tirantes)	Bom	Bom	Mau	Reduzido	Reduzido	Elevado
Metal-Madeira (S3)	Leve	Mau (?)	Mau	Médio	Mau	Reduzido	Médio	Médio
Madeira-Betão (S4)	Média	Bom	Mau	Bom	Médio	Médio	Médio/ Elevado	Elevado
Betão armado maciço (S5)	Muito Pesada	Bom (?)	Muito Bom	Médio	Bom	Elevado	Elevado	Elevado
Betão armado aligeirado (S6)	Pesada	Bom	Bom	Médio	Médio	Elevado	Médio	Reduzido
Aço-Betão (S7)	Média	Bom	Médio	Mau	Médio	Médio	Médio/ Elevado	Reduzido/ Elevado

## **CONCLUSÕES**

### **5.1. CONCLUSÕES FINAIS**

Neste trabalho pretendeu-se apresentar uma perspectiva alargada sobre a reabilitação de edifícios antigos, expondo-se as situações que poderão levar à necessidade da substituição de pisos. Com base nesse pressuposto, propuseram-se diversas soluções estruturais para pisos, analisando-se ao pormenor diversos aspectos importantes de cada uma destas. Essa análise permitiu, não só obter vantagens e desvantagens comparativas, como também obter dados que evidenciaram questões importantes relacionados com os pisos, alguns dos quais poderão até ser alvo de estudos futuros

O primeiro ponto poderá dizer-se que está relacionado com o comportamento sísmico de edifícios de alvenaria de pedra e a influência dos pisos neste. Este tema não reúne consensos, constituindo claramente um assunto em que existe um elevado nível de desconhecimento.

Apesar dos vários estudos, existem ainda muitas incertezas quanto ao comportamento das alvenarias de pedra sob acções sísmicas. Adicionalmente, existem dúvidas em relação aos diversos efeitos dos pisos nesse comportamento.

No entanto, alguns aspectos aparentam reunir algum consenso. Um desses aspectos relaciona-se com a ligação dos pisos às paredes. A existência de uma boa ligação do piso a todas as paredes de alvenaria é, em princípio, uma condição para o bom comportamento sísmico do edifício, pois faz com que todos os elementos funcionem em conjunto. Para além disso, as ligações evitam que os pisos ou elementos destes, como por exemplo vigas, actuem isoladamente sob acções horizontais e provoquem danos nas paredes de alvenaria. Neste trabalho, propôs-se igualmente algumas soluções de ligação os pisos.

Outro aspecto relaciona-se com a massa associada a cada piso, concluindo-se que soluções com elevada massa podem prejudicar o comportamento da estrutura ao agravar os efeitos da acção sísmica.

O ponto que suscita mais dúvidas prende-se com a questão da rigidez dos pisos no próprio plano. Por um lado, é necessária uma rigidez suficiente para que o piso sirva de elemento de contraventamento das paredes, para que estas funcionem em conjunto. Pisos mais rígidos podem ainda contribuir com um efeito de diafragma que, de certa forma, poderá contribuir para o controle das deformações da parede e para uma melhor redistribuição dos esforços. Por outro lado, poderá questionar-se até que ponto essa elevada rigidez será benéfica, podendo em certos casos ser até prejudicial.

Outras questões que este trabalho suscitou relacionam-se com outros aspectos de segurança, nomeadamente o comportamento ao fogo, e com aspectos funcionais, tais como isolamento térmico e acústico. Quanto a estes, independentemente de cada solução melhores apresentar melhores ou piores características, demonstrou-se que existem sistemas possíveis de se aplicar às várias soluções para

colmatar eventuais falhas. Na realidade, dado às exigências actuais, muitos desses sistemas são indispensáveis para o cumprimento dessas exigências.

Por outro lado, o peso próprio associado a cada solução revelou-se um ponto que não é possível ser facilmente resolvido. O recurso a soluções pesadas terá de ser uma decisão bem ponderada, garantindo-se a segurança da restante estrutura. Na realidade, essas soluções poderão exigir medidas de reforço complementares quanto às paredes e/ou fundações, ou até exigir a execução de estruturas complementares de suporte, aumentando em larga escala o nível de intrusão dessas soluções.

Relativamente ao nível de intrusão e reversibilidade de cada solução, demonstrou-se que são conceito de difícil definição que podem depender mais do tipo de ligação do que propriamente do piso em si.

Para além destas questões, este trabalho permitiu a análise comparativa das soluções, concluindo-se que não existe uma solução óptima. A decisão na escolha da tecnologia a adoptar será sempre do órgão decisor (projectista, dono de obra, etc.) tendo em conta o peso de cada um dos factores.

## 5.2. RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

As dúvidas surgidas durante este trabalho e resumidas no ponto anterior poderão constituir um ponto de partida para trabalhos futuros. Relativamente a estes, poderá sugerir-se o seguinte:

- A realização de estudos mais aprofundados relativamente ao comportamento sísmico de edifícios de alvenaria de pedra, nomeadamente sobre o efeito de cada tipo de piso neste. Estes estudos poderão recorrer a modelos numéricos ou até a ensaios em modelos reais para a obtenção de resultados mais fiáveis;
- O estudo das ligações dos pisos às alvenarias de pedra, estudando-se diversas formas de materializar essas ligações, de modo a se obterem soluções que sejam eficazes;
- Estudos quanto à adaptabilidade de novas tecnologias de pisos a edifícios antigos e em obras de reabilitação. Mais concretamente poderão estudar-se técnicas que sejam facilmente executáveis em edifícios deste tipo, como por exemplo as estruturas *light steel frame* (LSF) – estruturas leves de aço galvanizado – ou o sistema *slim floor* – sistema com recurso a vigas metálicas assimétricas de apoio, embebidas em soluções mistas aço-betão com chapa de aço colaborante;
- Uma análise económica mais aprofundada das várias soluções para pisos, através de estimativas mais fiáveis dos custos associados à execução de cada solução, e que possa vir a incluir custos associados a outros sistemas complementares, como o isolamento térmico ou de protecção ao fogo, e custos associados à manutenção. Por outro lado, poderá equacionar-se igualmente os custos energéticos de cada solução.

## BIBLIOGRAFIA

- (1931). *Carta de Atenas para o restauro de monumentos históricos*. 1º Congresso Internacional de Arquitectos e Técnicos de Monumentos Históricos, Atenas. ([http://www.estt.ipt.pt/download/disciplina/2848\\_\\_Carta%20de%20Atenas.pdf](http://www.estt.ipt.pt/download/disciplina/2848__Carta%20de%20Atenas.pdf)). 2009/03/17.
- (1964). *Carta de Veneza. Carta Internacional sobre conservação e restauro dos monumentos e sítios*. 2º Congresso Internacional de Arquitectos e Técnicos de Monumentos Históricos, Veneza. (<http://mestrado-reabilitacao.fa.utl.pt/disciplinas/ppereira/CartaVeneza.pdf>). 2009/03/17.
- (2000). *Carta de Cracóvia 2000. Princípios para a conservação e restauração do património construído*. Conferência Internacional sobre Conservação “Cracóvia 2000”. ([www.metria.es/eng/servicios/docs/Charter\\_of\\_Cracow\\_2000.pdf](http://www.metria.es/eng/servicios/docs/Charter_of_Cracow_2000.pdf)). 2009/03/17.
- (2002). *Decreto-Lei n.º 129/2002. Regulamento dos Requisitos Acústicos dos Edifícios (RRAE)*. Diário da República, Lisboa.
- (2006). *Decreto-Lei n.º 80/2006. Regulamento das Características de Comportamento Térmico dos Edifícios (RCCTE)*. Diário da República, Lisboa.
- (2008). *Decreto-Lei n.º 220/2008. Regime Jurídico de Segurança Contra Incêndios em Edifícios*. Diário da República, Lisboa.
- Aguiar, J., Cabrita, A. M. R., Appleton, J. (1997). *Guião de Apoio à Reabilitação de Edifícios Habitacionais. Volume I*. LNEC, Lisboa.
- ArcelorMittal (2008). *Profilés et Aciers Marchands*. ArcelorMittal, Luxemburgo.
- Appleton, J. (2003). *Reabilitação de Edifícios Antigos – Patologias e Tecnologias de Intervenção*. Edições Orion, Amadora.
- Appleton, J. (2005). *Construção em Betão – Nota histórica sobre a sua evolução*. Sítio do GDBAPE-IST ([www.civil.ist.utl.pt/~cristina/GDBAPE/ConstrucoesEmBetao.pdf](http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/GDBAPE/ConstrucoesEmBetao.pdf)). 2009/09/07.
- Appleton, J. (2006). *Reabilitar ou as Regras do Jogo. Entrevista*. Engenharia e Vida, Abril/2006, pág. 14 a 23, Sogapal/Beprofit, Queluz de Baixo.
- ASEFA (2006). *Efeitos de incêndios em estruturas de betão armado*. Sítio da ASEFA (<http://www.asefa.es/images/pdf/patologia48p.pdf>). 2009/06/07.
- Baião, M., Appleton, J. (1994). *Pavimentos de Madeira de Edifícios Antigos. Constituição, Patologia e Reabilitação*. 2º ENCORE - Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios de Habitação, 27 de Junho a 1 de Julho de 1994, Lisboa, pág. 233 a 242, LNEC, Lisboa.
- Barros, R., Martins, J. (2006). *Reforço Sísmico de Estruturas de Alvenaria com Elementos Metálicos*. UFP, Porto.
- Bezzeghoud, M., Borges, J. F., Caldeira, B. (2008). *Actividade sísmica em Portugal*. (<http://www.alentejolitoral.pt/Downloads/Ambiente/Riscos%20S%C3%ADsmicos/Actividade%20s%C3%ADsmica%20em%20Portugal.pdf>). 2009/05/27.
- Boito, C. (1883). *Carta del Restauro*. 3º Congresso degli Ingegneri e Architetti italiani, Roma.
- Branco, J. M., Cruz, P. J. (2002). *Lajes Mistas de Madeira-Betão*. Sítio DEC-UM ([www.civil.uminho.pt/cec/revista/Num15/Pag%205-18.pdf](http://www.civil.uminho.pt/cec/revista/Num15/Pag%205-18.pdf)). 2009/03/15.
- Branco, M. (2007). *Reforço Sísmico de Edifícios de Alvenaria. Aplicação a edifícios “Gaioleiros”*. Dissertação de Mestrado, IST.

- Branco, M., Guerreiro, L. (2007). *Reforço sísmico de edifícios de alvenaria com métodos passivos*. Sísmica 2007 – 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, 26 a 28 de Setembro de 2007, Feup, Porto.
- Cachim, P. B. (2007). *Comportamento de estruturas de madeira sob a acção do fogo*. Construção Magazine, nº20 2º trimestre 2007, pág. 43 a 53, Publindústria, Porto.
- Calderoni, B., Cordasco, E. A., Giubileo, C., Migliaccio, L. (2009). *Preliminary report on damages suffered by masonry buildings in consequence of the L'Aquila Earthquake of 6th April 2009*. ReLUIS ([http://www.reluis.it/doc/pdf/Report\\_masonry\\_building\\_1.pdf](http://www.reluis.it/doc/pdf/Report_masonry_building_1.pdf)).
- Camposinhos, R. S. (2003). *Desempenho económico e estrutural de lajes aligeiradas com vigotas pré-tensionadas*. Dissertação de Doutoramento, FEUP.
- Camposinhos, R. S., Neves, A. S. (2005). *Lajes aligeiradas com vigotas pré-tensionadas*. FEUP Edições, 2005.
- CEN (2000a). *EN 13943: 2000. Fire Safety – Vocabulary*. CEN, Bruxelas, Bélgica.
- CEN (2000b). *EN ENV 1992-1-2: 2000. Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão. Parte 1-2: Regras gerais. Verificação da resistência ao fogo*. IPQ, Caparica.
- CEN (2002a). *NP EN 1194. Estruturas de Madeira. Madeira Lamelada Colada. Classes de resistência e determinação dos valores característicos*. IPQ, Caparica.
- CEN (2002b). *EN 1990: 2002. Eurocódigo: Bases para o projecto de estruturas*. IPQ, Caparica.
- CEN (2002c). *EN 1991-1: 2002. Eurocódigo 1: Acções em estruturas. Parte 1-1: Acções gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. IPQ, Caparica.
- CEN (2003). *EN 338. Structural timber - Strength classes*. CEN, Bruxelas, Bélgica.
- CEN (2004a). *EN 1992-1-1: 2004. Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. IPQ, Caparica.
- CEN (2004b). *EN 1994-1-1: 2004. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. CEN, Bruxelas, Bélgica.
- CEN (2004c). *EN 1995-1-1: 2004. Eurocode 5: Design of timber structure. Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings*. CEN, Bruxelas, Bélgica.
- CEN (2004d). *EN 1995-1-2: 2004. Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-2: General - Structural fire design*. CEN, Bruxelas, Bélgica.
- CEN (2005a). *EN 1993-1-1 : 2005. Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. CEN, Bruxelas, Bélgica.
- CEN (2005b). *EN 1994-1-2: 2005. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: General rules. Structural fire design*. CEN, Bruxelas, Bélgica.
- Coelho, E. (2003). *Reabilitação Sísmica de Estruturas de Edifícios*. 3º ENCORE – Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios de Habitação, 26 a 30 de Maio de 2003, Lisboa, pág. 1119 a 1128, LNEC, Lisboa.
- Cóias, V. (2007). *Reabilitação estrutural de edifícios antigos. Alvenaria, madeira: técnicas pouco intrusivas*. Argumentum, Lisboa.



- Costa, A., Paupério, E., Guedes, J. M., Ilharco, T. (2007). *Estrutura de madeira dos pisos. Relatório de inspeção e diagnóstico. Edifício R. dos Lóios, nº 59, 59ª e 59B, Porto*. FEUP, Porto.
- Costa, F. P. (1955). *Enciclopédia Prática da Construção Civil. Pavimentos de Madeira*. Edição do Autor/Portugália Editora, Lisboa.
- Coutinho, J. S. (1999). *Materiais de Construção I. Madeiras*. FEUP, Porto.
- DEC FCT-UC (2008). *Estruturas Mistas Aço-Betão. Apontamentos*. Departamento de Engenharia Civil da FCT-UC (<https://webserv.dec.uc.pt/weboncampus/getFile.do?tipo=2&id=5664>). 2009/06/08.
- Delgado, J., Appleton, J., Saraiva, J. (2009). *Reabilitação e ampliação de um edifício na Rua Victor Cordon, nº11, em Lisboa*. Patorreb 2009 – 3º Encontro sobre Encontro sobre Patologia e Reabilitação de Edifícios, 18 a 20 de Março de 2009, Porto, pág. 723 a 7728, FEUP, Porto.
- Dias, A. M. P. G. (1999). *Estruturas Mistas Madeira-Betão*. Dissertação de Mestrado, FCT-UC.
- Dias, A., Luís, J., Cruz, H., Lopes, S. (2003). *Lajes Mistas Madeira-Betão*. 3º ENCORE – Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios de Habitação, 26 a 30 de Maio de 2003, Lisboa, pág. 875 a 883, LNEC, Lisboa.
- Doglioni, F. (2000). *Codice di pratica (linee Guida) perl a progettazione dgli interventi di riparazione, miglioramento sismico e restauro dei beni architetonici danneggiati dal terremoto umbro-marchigiano del 1997*. Bolletino Ufficiale della Regione Marche, Ancona, Itália.
- ESTG-IPL (2005). *Resistência ao fogo da madeira e de derivados da madeira*. Sítio da ESTG-IPL. ([www.estg.ipleiria.pt/files/322613\\_RESISTENCIA%20AO%20FOG\\_438e1d6b9c9ab.pdf](http://www.estg.ipleiria.pt/files/322613_RESISTENCIA%20AO%20FOG_438e1d6b9c9ab.pdf)). 2009/03/17.
- Euroconstruct (2003). *Euroconstruct Country Report. Portugal, June 2003*. ITIC, Lisboa.
- Euroconstruct (2005). *Euroconstruct Country Report. Portugal, June 2005*. ITIC, Lisboa.
- Feio, A., Gonçalves, R., Silva C. (2007). *Madeira e Derivados de Madeira. Aplicações na Reabilitação de Edifícios (Parte 1)*. Engenharia e Vida, Abril/2007, pág. 44 a 49, Sogapal/Beprofit, Queluz de Baixo.
- Ferreira, A. L. (2005). *Encontro sobre a madeira e as suas aplicações nobres – Bem utilizar a madeira. Protecção da madeira contra o fogo*. Consulfogo, Consultadoria e Formação em Protecção Incêndio.
- Figueiras, J., Faria, R., Santos, J. (2006). *Dimensionamento de lajes mistas executadas com chapas perfiladas da marca Colaborante. Documento de apoio ao projectista*. FEUP-LABEST, Porto.
- Fontes, A., Branco, J. (2005). *A Casa da Renda*. Sítio da UM (<http://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/1350/1/T5-24AND.pdf>). 2009/03/30
- Gardner, L., Nethercot, D. A. (2005). *Designers' Guide to EN 1993-1-1 Eurocode 3: Design of Steel Structures. General Rules and Rules for Buildings*. Thomas Telford, Londres.
- Gaspar, F., Cruz, H., Nunes, L., Gomes, A. (2005). *Fabrico de estruturas lameladas-coladas com madeira de pinho bravo tratada em autoclave*. 5º Congresso Florestal Nacional, 16 a 19 de Maio de 2005, Instituto Politécnico de Viseu ([www.esac.pt/cearnas/cfn5/docs/T4-39.pdf](http://www.esac.pt/cearnas/cfn5/docs/T4-39.pdf)). 2008/03/17.
- Henriques, M. D. F.. (2002). *Sistemas estruturais em madeira lamelada colada*. Conferência Científica e Tecnológica em Engenharia, 6 a 10 de Maio de 2002, ISEL ([www.deetc.isel.ipl.pt/JETC05/CCTE02/papers/finais/civil/12.PDF](http://www.deetc.isel.ipl.pt/JETC05/CCTE02/papers/finais/civil/12.PDF)). 2009/03/17.

- ICOMOS (2004). *Recomendações para a Análise, Conservação e Restauro do Património Architectónico*. Sítio do ICOMOS – Portugal, Comité Científico Internacional para a Análise e Restauro de Estruturas do Património Architectónico. (icomos.fa.utl.pt/documentos/cartasdoutrina/icomosrecomendacoesestruturas.pdf). 2009/03/17.
- Ilharco, T. (2008). *Pavimentos de madeira em edifícios antigos. Diagnóstico e intervenção estrutural*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- Ilharco, T., Guedes, J. M., Paupério, E., Costa, A. (2007). *Relatório final de inspecção, diagnóstico e medidas de reparação. Edifício do Largo São Domingos n.ºs 80,81 e 82*. FEUP, Porto.
- Jokilehto, J. (2002). *A History of Architectural Conservation*. Butterworth-Heinemann, Oxford.
- LNEC (2008). *Presdouro, Pavimentos Aligeirados de Vigotas Prefabricadas de Betão Pré-Esforçado. Documento de Homologação*. LNEC, Lisboa.
- Lopes, D. B. (2006). *Madeira - Material de Construção Sustentável. Uma Análise Comparativa*. Engenharia e Vida, Março/2006, pág. 28 a 33, Sogapal/Beproof, Queluz de Baixo.
- Lopes, M. A. C. (2007). *Tipificação de soluções de reabilitação de estruturas de madeira em coberturas de edifícios antigos*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- Lourenço, L., Barros, J., Rodrigues, J., Santos, S., Alves, A. (2006). *Betão fibroso de comportamento melhorado ao fogo*. JPEE – 4.ªs Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, 13 a 16 de Dezembro, LNEC, Lisboa. Sítio do Composites Research Group of Civil Department of University of Minho (www.civil.uminho.pt/composites/Publications/2006/CP2006\_010\_JPEE2006.pdf). 2009/06/07.
- Luso, E., Lourenço, P. B., Almeida, M. (2004). *Breve história da teoria da conservação e do restauro*. Sítio DEC-UM (www.civil.uminho.pt/cec/revista/Num20/Pag%2031-44.pdf). 2009/03/22.
- Martins, B. (2008). *Euroconstruct, Country of the month: Portugal. Housing Renovation*. Sítio da Euroconstruct ([http://www.euroconstruct.org/service/cotm/portugal08\\_05/country\\_otm.php](http://www.euroconstruct.org/service/cotm/portugal08_05/country_otm.php))
- Mascarenhas, J. (2003). *Sistemas de Construção. Descrição ilustrada e detalhada de processos construtivos utilizados correntemente em Portugal. III – Paredes e Materiais Básicos*. Livros Horizonte, Lisboa.
- Mascarenhas, J. (2004). *Sistemas de Construção. Descrição ilustrada e detalhada de processos construtivos utilizados correntemente em Portugal. V – O Edifício de Rendimento da Baixa Pombalina de Lisboa*. Livros Horizonte, Lisboa.
- Mascarenhas, J. (2006). *Sistemas de Construção. Descrição ilustrada e detalhada de processos construtivos utilizados correntemente em Portugal. VI – Coberturas Inclinadas*. Livros Horizonte, Lisboa.
- NESDE (2005). *Edifícios com estrutura de alvenaria tipo gaioleiro (1880 a 1930)*. Sítio do LNEC – NESDE, Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas ([http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/Edif\\_1880\\_1930.html](http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/Edif_1880_1930.html)). 2009/06/06.
- Oliveira, E. V., Galhano, F. (2003). *Arquitetura Tradicional Portuguesa*. Dom Quixote, Lisboa.
- Ozelton, E. C., Baird, J. A. (2002). *Timber Designers' Manual*. Blackwell Publishing, Oxford.
- Paiva, J. V., Aguiar, J., Pinho, A. (2006). *Guia técnico de reabilitação habitacional*. Instituto Nacional da Habitação, Lisboa.

- Pannoni, F. B. (2005). *Protecção de Estruturas Metálicas Frente ao Fogo*. Sítio da GERDAU ([http://www.gerdau.com.br/gerdauacominas/upload/produtos/perfis/caracteristicatecnicapf/artigostecnicos/Protecao\\_de\\_estruturas\\_metalicas\\_frente\\_ao\\_fogo.pdf](http://www.gerdau.com.br/gerdauacominas/upload/produtos/perfis/caracteristicatecnicapf/artigostecnicos/Protecao_de_estruturas_metalicas_frente_ao_fogo.pdf)). 2009/06/06.
- Patrício, J. (2008). *Acústica nos Edifícios*. Verlag Dashofer, Lisboa.
- Piazza, M., Baldessari, C., Tomasi, R., Acler, E. (2008). *Behaviour of refurbished timber floors chracterized by different in-plane stiffness*. Sixth International Conference on Structural Analysis of Historic Construction (D'Ayala, D., Fodde, E., University of Bath), 2 a 4 de Julho, Bath, pág. 843 a 850, Reino Unido.
- Piloto, P. A. G. (2000). *Análise experimental e numérica do comportamento de estruturas metálicas sujeitas à acção do fogo*. Dissertação de Doutoramento, FEUP.
- Pinho, F. F. S. (2000). *Paredes de Edifícios Antigos em Portugal*. LNEC, Lisboa.
- Porteous, J., Kermany, A. (2007). *Structural Timber Design to Eurocode 5*. Blackwell Publishing, Oxford.
- Ribeiro, P., Appleton, J., Pombo, R. (2009). *Reabilitação de um Edifício na Rua Victor Cordon, nº 23-27, Lisboa. Demolição e Reconstrução através de Técnicas Tradicionais*. Patorreb 2009 – 3º Encontro sobre Encontro sobre Patologia e Reabilitação de Edifícios, 18 a 20 de Março de 2009, Porto, pág. 729 a 734, FEUP, Porto.
- Robinson, J. (1993). Fire protection and fire engineering. In *Steel Designers' Manual*, pág. 985 a 997, Blackweed Scientific Publications, Oxford, Reino Unido.
- Santos, P., Paiva, J. (1986). *ITE – 11. Caracterização Térmica de Pavimentos Préfabricados*. LNEC, Lisboa.
- Santos, P., Matias, L. (2006). *ITE 50 – Coeficientes de Transmissão Térmica de Elementos da Envolvente dos Edifícios. Versão actualizada 2006*. LNEC, Lisboa.
- Saúde, J., Raimundo, D., Prola, L. C., Pierin, I. (2006). *Lajes Mistas: Aspectos construtivos e respectivas recomendações do Eurocódigo 4*. Construmetal 2006 – Congresso Latino-Americano da Construção Metálica, 12 a 14 de Setembro de 2006, S. Paulo, Brasil. Sítio da Construmetal 2006 ([www.metalica.com.br/pg\\_dinamica/bin/pg\\_dinamica.php?id\\_pag=118](http://www.metalica.com.br/pg_dinamica/bin/pg_dinamica.php?id_pag=118)).
- Silva, J. M. (2007). *Acção do fogo em estruturas de betão armado*. Sítio Construir (<http://www.construir.pt/2007/11/30/aco-do-fogo-em-estruturas-de-beto-armado/>). 2009/06/07.
- Teixeira, J., Póvoas, R. H. C. F. (2009). *Tipificação das alterações correntemente introduzidas no sistema construtivo das casas antigas do Porto*. Patorreb 2009 – 3º Encontro sobre Encontro sobre Patologia e Reabilitação de Edifícios, 18 a 20 de Março de 2009, Porto, pág. 697 a 702, FEUP, Porto.
- Tomazevic, M. (1998). *Seismic Upgrading of Existing Stone-Masonry Buildings: Lessons from the Earthquake of Bovec of 1998*. Second International Conference on Earthquake Hazard and Seismic Risk Reduction, 14 a 21 de Setembro de 1998, Yerevan, Armenia, pág. 325 a 333, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, Países Baixos.
- Valente, J. C. (2004). *Apontamentos sobre o Eurocódigo 2. Dimensionamento ao fogo*. IST, Lisboa.
- WCED (1987). *Report of the World Commission on Environment and Development*. WCDE-ONU, Oslo. (<http://www.un.org/documents/ga/res/42/ares42-187.htm>). 2009/06/12.
- Wilcox, W. W., Botsai, E. E., Kubler, H. (1991). *Wood as a Building Material: A Guide for Designers and Builders*. John Wiley & Sons, New York, E.U.A.







# ANEXO

## DIMENSIONAMENTO DAS SOLUÇÕES

### A.1. INTRODUÇÃO

#### A.1.1. INTRODUÇÃO

Neste anexo são apresentados os métodos de cálculo e os critérios usados para o dimensionamento ou verificação de cada solução apresentada no capítulo 4 deste trabalho.

As cargas permanentes e sobrecargas utilizadas no dimensionamento foram já referidas no quadro 4.1. presente no referido capítulo.

#### A.1.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ULS)

O estado limite último foi verificado para as acções relevantes em cada solução estudada, genericamente, verificando-se a relação da expressão (A.1).

$$E_d \leq R_d \quad (\text{A.1})$$

Onde,

$E_d$  é valor de cálculo do efeito da acção, como por exemplo, força interna ou momento;

$R_d$  é o valor de cálculo da resistência correspondente.

O valor de cálculo ( $E_d$ ) de cada acção foi determinado pela expressão (A.2), de acordo com o Eurocódigo 0 (CEN, 2002b).

$$E_d = \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k \quad (\text{A.2})$$

Onde,

$G_k$  é valor das cargas permanentes;

$Q_k$  é valor das cargas variáveis;

$\gamma_G$  é o coeficiente parcial de segurança das cargas permanentes ( $\gamma_G = 1,35$ );

$\gamma_Q$  é o coeficiente parcial de segurança das cargas variáveis ( $\gamma_Q = 1,5$ ).

### A.1.3. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ULS)

As combinações de acções para os estado limite de serviço podem ser definidas de acordo com as expressões (A.3), (A.4) e (A.5) – combinação característica, combinação frequente e combinação quase-permanente, respectivamente – e os valores do quadro A.1.

$$E_d = G_k + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{A.3})$$

$$E_d = G_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{A.4})$$

$$E_d = G_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i\geq 1} \psi_{02,i} Q_{k,i} \quad (\text{A.5})$$

Quadro A.1 – Valores considerados para os coeficientes  $\psi$

Acção	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Categoria A: Habitação	0,7	0,5	0,3

## A.2. MADEIRA MACIÇA (S1) E MADEIRA LAMELADA COLADA (S2)

### A.2.1. GENERALIDADES

As verificações das soluções de madeira propostas (S1 e S2) foram realizadas para as vigas, conforme as disposições presentes no Eurocódigo 5, Parte 1-1 (CEN, 2004c). As verificações quanto a cada uma das soluções, madeira ou madeira lamelada colada, apenas diferem nas propriedades dos materiais e em alguns factores que tomam valores diferentes, conforme disposto no EC5.

Consideraram-se vigas simplesmente apoiadas e cargas uniformemente distribuídas ao longo da viga. Essas cargas foram obtidas a partir de uma carga uniformemente distribuída por todo o piso (peso próprio das vigas e do soalho e sobrecarga), multiplicando-se esse valor pela largura de influência de cada viga que se considerou igual ao valor do espaçamento entre vigas.

### A.2.2. PROPRIEDADES DO MATERIAL

As propriedades da madeira e os respectivos valores característicos estão dispostos na EN 3338 (CEN, 2003) e na EN 1194 (CEN, 2002a), para a madeira maciça e para a madeira lamelada colada, respectivamente.

O valor de cálculo das propriedades da madeira foi obtido afectando-se o valor característico do coeficiente de segurança parcial e também de um factor de correcção, como demonstrado na expressão (A.6).

$$X_d = k_{\text{mod}} \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (\text{A.6})$$

$X_k$  é o valor característico da resistência do material;



$\gamma_M$  é o coeficiente de segurança parcial relativo às propriedades dos materiais que para madeira toma o valor de 1,3;

$k_{mod}$  é um factor de modificação que tem em conta o efeito da duração do carregamento e a humidade (quadro A.2)

Quadro A.2 – Valores do coeficiente  $k_{mod}$  para madeira maciça e madeira lamelada colada

Classe de duração das acções	Exemplos de carregamentos	Classe de serviço		
		1	2	3
Permanente	peso-próprio	0,60	0,60	0,60
Longa duração	produtos armazenados	0,70	0,70	0,55
Média duração	sobrecargas	0,80	0,80	0,65
Curta duração	Neve e vento	0,90	0,90	0,70
Instantânea	Acções acidentais	1,10	1,10	0,90

As classes de duração das acções são caracterizadas pelo efeito de uma acção constante actuando por um certo período de tempo durante a vida da estrutura. Em combinações de acções composta por acções pertencentes a diferentes classes de duração, o valor de  $k_{mod}$  deverá, em princípio, ser escolhido como o correspondente à acção de mais curta duração. Portanto, consideraram-se duas situações diferentes, efectuando-se as verificações para cada uma delas: classe de média duração para a acção conjunta das cargas permanentes e sobrecarga, e a classe de duração permanente para a acção apenas das cargas permanentes.

As classes de serviço estão relacionadas com o teor de água do material que pode por sua vez ser relacionado com o nível de exposição a que os elementos estão sujeitos. Como o piso se encontra no interior do edifício, protegido pelas paredes e cobertura da acção de agentes atmosféricos, considerou-se a classe de serviço 1.

### A.2.3. FLEXÃO (ULS)

Verificou-se a resistência das vigas à flexão na secção a meio-vão, através da condição das expressões (A.7) e (A.8)

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (\text{A.7})$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (\text{A.8})$$

Onde,

$\sigma_{m,y,d}$  e  $\sigma_{m,z,d}$  são os valores de cálculo das tensões correspondentes aos esforços em flexão em torno dos eixos principais;

$f_{m,y,d}$  e  $f_{m,z,d}$  são os valores de cálculo das tensões correspondentes ao esforço resistente;

$k_m$  é um coeficiente relacionado com redistribuição de esforços e efeito da não homogeneidade do material numa secção. Dado que a geometria da secção das vigas é rectangular, o EC5 recomenda o valor de 0,7 para este coeficiente.

A resistência à flexão de uma viga foi determinada de acordo com a expressão (A.9) tendo em conta os coeficientes de segurança e correcção já referidos para as propriedades dos materiais.

$$f_{m,d} = k_{sys} \times k_h \frac{k_{mod} f_{m,k}}{\gamma_M} \quad (A.9)$$

$k_{sys}$  é um factor que tem em conta a distribuição de cargas no pavimento. O conjunto formado pelas vigas dispostas em paralelo, ligadas pelas tábuas de soalho, constituem um sistema complexo que permite essa distribuição de cargas, portanto, seguindo-se a recomendação do EC5 adoptou-se o valor de 1,1. Outro factor correctivo,  $k_h$ , tem em conta as dimensões da peça, caso a altura desta seja inferior a 150 mm. No entanto, como as vigas das soluções propostas têm uma altura superior, este factor toma o valor de 1.

#### A.2.4. INSTABILIDADE LATERAL-TORSIONAL (ULS)

As vigas de secção rectangular poderão apresentar fenómenos de instabilidade lateral-torsional ou bambeamento. Segundo o EC5, dever-se-á verificar a seguinte condição:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d} \quad (A.10)$$

$k_{crit}$  é um coeficiente que tem em conta a redução da resistência à flexão devido ao fenómeno de encurvadura. Este valor pode ser calculado através da expressão (A.11)

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{para } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & \text{para } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ 1/\lambda_{rel,m}^2 & \text{para } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases} \quad (A.11)$$

em que  $\lambda_{rel,m}$  é a esbelteza relativa em flexão que depende das propriedades mecânicas da madeira, das dimensões da secção transversal e do comprimento efectivo de bambeamento (Ilharco, 2008).

As secções verificadas apresentaram valores sempre acima de 0,75 pelo que o factor  $k_{crit}$  tomou um valor igual à unidade. De referir que a restrição de rotação nos apoios em torno do eixo longitudinal e o travamento de deslocamentos transversais diminuem em grande medida a possibilidade de ocorrência de bambeamento.,

#### A.2.5. ESFORÇO TRANSVERSO (ULS)

O esforço transverso ou de corte foi verificado para a secção junto ao apoio das vigas, verificando-se a seguinte condição:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (\text{A.12})$$

Onde,

$\tau_d$  é o valor de cálculo da tensão actuante de corte;

$f_{v,d}$  é o valor de cálculo da tensão resistente de corte.

#### A.2.6. DEFORMAÇÃO (SLS)

A deformação foi verificada calculando-se a flecha para os estados limites de serviço. Esta foi estimada para cada caso com recurso à expressão (A.13)

$$f = \frac{5pl^4}{384EI} \quad (\text{A.13})$$

Onde,

$p$  é o valor da carga uniformemente distribuída;

$l$  é o comprimento da viga;

$E$  é o módulo de elasticidade;

$I$  é momento de inércia da viga.

O EC5 prevê limitações para deformação instantânea ( $u_{inst}$ ) e para a deformação final aparente ( $u_{fin,net}$ ), tendo esta última em conta o fenómeno de fluência – a que corresponde uma flecha devido à fluência ( $u_{creep}$ ) – e a contraflecha ( $u_c$ ). Na figura A.1 estão representadas estas componentes da flecha (a letra  $w$  poderá corresponder igualmente à flecha), em que a flecha final aparente é dada pela expressão (A.14).

$$u_{net,fin} = u_{inst} + u_{creep} - u_c = u_{fin} - u_c \quad (\text{A.14})$$

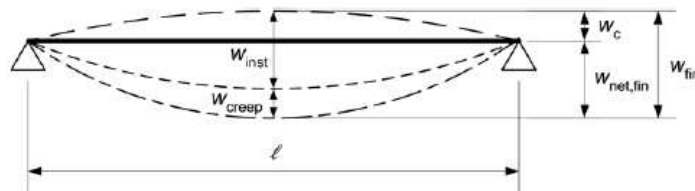


Fig. A.1 – Componentes da flecha numa viga simplesmente apoiada (CEN, 2004c).

No caso das soluções apresentadas, a contraflecha foi considerada igual a zero e a flecha final foi calculada tendo em conta o método de cálculo simplificado proposto pelo EC5 no ponto 2.2.3. Esse método baseia-se no cálculo da deformação final a partir da deformação instantânea, afectado do

coeficiente  $\psi$ , correspondente à combinação quase-permanente, e de um factor  $k_{def}$  que tem em conta o efeito combinado da fluência e do teor em água. Este método prevê igualmente a distinção entre deformações provocadas por acções permanentes e deformações provocadas por acções variáveis. Assim, a flecha final pode ser calculada através das seguintes expressões:

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q} \quad (A.15)$$

$$u_{fin,G} = u_{inst,G} (1 + k_{def}) \quad (A.16)$$

$$u_{fin,Q} = u_{inst,Q} (1 + \psi_2 k_{def}) \quad (A.17)$$

Onde,

$u_{inst,G}$  e  $u_{inst,Q}$  são os valores da deformação instantânea para acções permanentes e para acções variáveis, respectivamente, calculados a partir da expressão genérica (A.13).

As limitações adoptadas para a flecha são apresentadas no quadro A.3.

Quadro A.3 – Limites de deformação adoptados para as vigas de madeira

Flecha	Limite
Deformação instantânea ( $u_{inst}$ )	$l/300$
Deformação aparente final ( $u_{net,fin}$ )	$l/200$

#### A.2.7. VIBRAÇÃO (SLS)

O EC5 refere que se deve garantir que as acções susceptíveis de ocorrer frequentemente não causem vibrações que possam por em causa o funcionamento da estrutura nem provoquem desconforto dos utilizadores.

A frequência fundamental de um piso rectangular simplesmente apoiado em toda a sua periferia, pode ser calculada pela expressão (A.18). Embora as condições das soluções propostas neste trabalho sejam diferentes, uma vez que os pisos se encontra simplesmente apoiados em apenas dois bordos, adoptou-se esta expressão para o cálculo da frequência fundamental.

$$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}} \quad (A.18)$$

Onde,

$l$  é o vão do pavimento;

$(EI)_l$  é a rigidez à flexão da placa equivalente ao piso segundo um eixo perpendicular à direcção das vigas;

$m$  é a massa por unidade de área [ $\text{kg}/\text{m}^2$ ].

O EC5 refere que para pisos de habitação que apresentem valores de frequência fundamental acima dos 8Hz, se deverão cumprir as seguintes exigências:

$$W / F \leq 1,5 \quad (A.19)$$

$$v \leq 100^{(f_1 \xi - 1)} \quad (\text{A.20})$$

Onde,

$W$  é a flecha vertical máxima instantânea provocada por uma força concentrada estática  $F$ , aplicada a qualquer ponto do piso, tendo em conta a distribuição de cargas;

$v$  é a velocidade devido ao impulso unitário [m/Ns<sup>2</sup>];

$\xi$  é o coeficiente de amortecimento (adoptou-se  $\xi = 0,01$ ).

A velocidade pode ser calculada através das expressões (A.21) e (A.22).

$$v = 4(0,4 + 0,6n_{40}) / (mbl + 200) \quad (\text{A.21})$$

$$n_{40} = \left\{ \left[ \left( \frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right] \left( \frac{b}{l} \right)^4 \frac{(EI)_l}{(EI)_b} \right\}^{0,25} \quad (\text{A.22})$$

Onde,

$n_{40}$  é o número de modos de vibração de 1º ordem com frequências próprias inferiores a 40Hz;

$b$  é a largura do pavimento;

$(EI)_b$  é a rigidez à flexão da placa equivalente ao pavimento segundo um eixo paralelo às vigas.

#### A.2.8. VERIFICAÇÃO AO FOGO

A verificação ao fogo foi realizada de acordo com o Eurocódigo 5, Parte 1-2 (CEN, 2004d). Este documento apresenta três métodos de verificação ao fogo de estruturas de madeira. Destes métodos seguiu-se o método simplificado para se realizar essa verificação.

O método simplificado é também designado por método da secção efectiva. Segundo este método, a influência do fogo sobre as propriedades dos materiais, das secções transversais e sobre outros parâmetros é traduzida pela diminuição da secção real (secção efectiva) a que corresponde uma profundidade de carbonização. A capacidade resistente é então calculada através dessa secção transversal efectiva, considerando-se que as propriedades de resistência e rigidez não são afectadas pelo fogo, ou seja, mantêm-se iguais. Para a carga actuante utilizada nesta verificação considera-se 60% da carga calculada para estado limite último.

A profundidade de carbonização unidimensional pode ser calculada através da expressão (A.23)

$$d_{char,0} = \beta_0 t \quad (\text{A.23})$$

Onde,

$\beta_0$  é a taxa de carbonização (unidimensional);

$t$  é o tempo de exposição ao fogo.

A profundidade de carbonização nominal que tem em conta o efeito dos arredondamentos do canto e das fissuras (figura A.2) foi obtida pela expressão (A.24).

$$d_{char,n} = \beta_n t \quad (A.24)$$

$\beta_n$  é a taxa de carbonização nominal, tendo em conta o efeito dos arredondamentos de canto.

Quando a dimensão mais pequena  $b$  da secção transversal for menor que  $b_{min}$  (expressão (A.25)), a taxa de carbonização nominal deverá ser utilizada, caso contrário utiliza-se a taxa de carbonização unidimensional.

$$b_{0,min} = \begin{cases} 2d_{char,0} + 80 & \text{para } d_{char,0} \geq 13mm \\ 8,15d_{char,0} & \text{para } d_{char,0} < 13mm \end{cases} \quad (A.25)$$

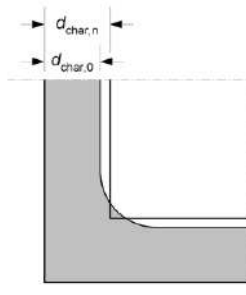


Fig. A.2 – Profundidade de carbonização (CEN, 2004d).

A secção transversal efectiva foi finalmente obtida, reduzindo-se a secção inicial pela profundidade de carbonização efectiva ( $d_{ef}$ ) que pode ser calculada pela expressão (A.26). As verificações de resistência à flexão e esforço transversal foram realizadas tendo em conta essa secção e tomando ambos o factor correctivo ( $k_{mod}$ ) e o coeficiente parcial de segurança ( $\gamma_M$ ) o valor de 1,0.

$$d_{ef} = d_{char} + k_0 d_0 \quad (A.26)$$

Onde,

$k_0$  é um coeficiente que, para superfícies não protegidas, toma o valor de 1,0 para  $t \geq 20$  min ou o valor de  $t/20$  para  $t < 20$  min.

### A.3. PISOS MISTOS METAL-MADEIRA (S3)

#### A.3.1. GENERALIDADES

As vigas metálicas das soluções propostas para pisos metal-madeira (S3) foram verificadas segundo as disposições do Eurocódigo 3, Parte 1-1 (CEN, 2005a). As cargas distribuídas nas vigas foram obtidas da mesma forma que nas vigas de madeira, multiplicando-se a carga distribuída de todo o piso pela largura de influência da viga que toma valor igual ao espaçamento.

Os perfis das vigas utilizados nas soluções apresentados possuem características já definidas em tabelas técnicas. Segundo essas tabelas (ArcelorMittal, 2008), os perfis apresentados apresentam secções transversais pertencentes à classe 1, ou seja, aquelas em que se pode formar uma rótula plástica, com a capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da resistência.

Para essa classe e para estados limites últimos, o coeficiente parcial de segurança  $\gamma_M = \gamma_{M0}$  toma o valor de 1,0, e considera-se que a secção transversal é capaz de desenvolver toda a sua resistência plástica à flexão.

### A.3.3. FLEXÃO (ULS)

Para a verificação da resistência das vigas de aço à flexão verificou-se a seguinte condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{A.27})$$

Onde,

$M_{Ed}$  é o valor de cálculo do momento flector actuante;

$M_{c,Rd}$  é o valor de cálculo do momento flector resistente, que pode ser calculado através da expressão (A.28).

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{A.28})$$

Onde,

$M_{pl,Rd}$  é o valor de cálculo do momento flector plástico resistente;

$W_{pl}$  é o módulo de flexão plástico de uma secção transversal;

$f_y$  é a tensão de cedência.

### A.3.4. ESFORÇO TRANSVERSO (ULS)

Para a verificação da resistência das vigas de aço ao esforço transversal verificou-se a seguinte condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{A.29})$$

Onde,

$V_{Ed}$  é o valor de cálculo do esforço transversal actuante;

$V_{c,Rd}$  é o valor de cálculo do esforço transversal resistente, que pode ser calculado através da expressão (A.30).

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (\text{A.30})$$

Sendo,

$V_{pl,Rd}$  o valor de cálculo do esforço transverso plástico resistente;

$A_v$  a área resistente ao esforço transverso (obtida por cálculo ou por consulta de tabelas técnicas).

#### A.3.5. FLEXÃO COM ESFORÇO TRANSVERSO (ULS)

Segundo o EC3, na presença de esforço transverso, os seus efeitos deverão ser tomados em consideração no cálculo do momento resistente. No entanto, essa verificação pode ser dispensada se a condição da expressão (A.31) for verificada. Em todos os casos das soluções propostas essa condição é verificada, logo dispensando a consideração deste efeito.

$$V_{Ed} < \frac{V_{pl,Rd}}{2} \quad (A.31)$$

#### A.3.6. RESISTÊNCIA À ENCURVADURA EM FLEXÃO (ULS)

Segundo o EC3, um elemento, sem travamento lateral e solicitado à flexão em relação ao eixo principal de maior inércia, deve ser verificado em relação à encurvadura lateral através da expressão (A.32).

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (A.32)$$

Sendo,

$M_{b,Rd}$  o valor de cálculo do momento flector resistente à encurvadura, que pode ser calculado através da expressão (A.33).

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (A.33)$$

Onde,

$\chi_{LT}$  é o coeficiente de redução associado ao modo de encurvadura considerado, calculado a partir da expressão (A.34);

$\gamma_{M1}$  é o coeficiente parcial de segurança associado a fenómenos de encurvadura e toma o valor 1,0.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1,0 \quad (A.34)$$

Em que,

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left( 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right) \quad (A.35)$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \quad (A.35)$$



Onde,

$\alpha_{LT}$  é o factor de imperfeição que pode ser considerado igual a 0,21 para  $h/b < 2$  (curva de encurvadura  $a$ ).

O momento crítico elástico para a encurvadura lateral ( $M_{cr}$ ) baseia-se nas propriedades da secção transversal bruta e tem em consideração as condições de carregamento, a distribuição real dos momentos e os travamentos laterais. Como o EC5 não propõe nenhuma forma de cálculo deste momento, recorreu-se à expressão (A.36) indicada por (Gardner, Nethercot, 2005).

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 EI_z}{L_{cr}^2} \left( \frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} \right)^{0,5} \quad (A.36)$$

#### A.3.6. DEFORMAÇÃO (SLS)

A deformação das vigas foi verificada tendo em conta os limites proposto pelo documento de Anexo Nacional do EC3 que, para pisos em geral, apresentam os valores presentes no quadro A.4.

Quadro A.4 – Limites de deformação adoptados para as vigas metálicas

Flecha	Limite
$\delta_{\max}$	$l/250$
$\delta_2$	$l/300$

O cálculo das flechas pode ser resumido pela expressão (A.37), tendo sido utilizada a expressão (A.13) para o cálculo de cada componente da flecha.

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad (A.37)$$

Onde,

$\delta_{\max}$  é a flecha no estado final relativamente à linha que une os apoios;

$\delta_0$  é contra-flecha na viga no estado não carregado;

$\delta_1$  é a variação de flecha da viga devida às acções permanentes, imediatamente após a sua aplicação;

$\delta_2$  é a variação de flecha da viga devida às acções variáveis utilizadas nas combinações características.

### A.4. PISOS MISTOS MADEIRA-BETÃO (S4)

#### A.4.1. GENERALIDADES

As acções permanentes definidas para este tipo de pisos foram o peso próprio das vigas, do soalho, da lajeta de betão e ainda um revestimento com um peso de  $0,5 \text{ kN/m}^2$ . Este valor foi considerado menor

para esta solução do que o usual para soluções de betão (1,5 kN/m<sup>2</sup>) como indicado no quadro 4.1, pois considera-se que nesta solução a espessura do revestimento é muito reduzida e constitui apenas um acabamento à lajeta de betão.

Como referido no subcapítulo 4.5 deste trabalho, não existe regulamento específico para este tipo de soluções. Seguiu-se, portanto, a metodologia proposta por (Dias, 1999), baseada no cálculo de uma rigidez efectiva e na distribuição de tensões esquematizada na figura 4.39 que tem em conta a rigidez de ligação entre os dois materiais. Com base nesse esquema, a rigidez efectiva poderá ser determinada pela expressão (A.38).

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^2 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad (A.38)$$

onde, a cada índice  $i$  corresponde a um material, ou seja,  $i=1$  ao betão e  $i=2$  à madeira, e em que

$A_i$  é a área da secção do material correspondente;

$E_i$  é o módulo de elasticidade do material correspondente;

$I_i$  é a inércia da secção do material correspondente em relação ao seu eixo neutro.

Considerando que  $\gamma_2$  assume um valor unitário resulta que,

$$\gamma_1 = \left( 1 + \frac{\pi^2 E_1 A_1 s}{k_u l^2} \right)^{-1} \quad (A.39)$$

em que,

$s$  é o espaçamento entre ligadores;

$l$  é o vão da viga;

$k_u$  módulo de deslizamento instantâneo, obtido por ensaios. No entanto, para a verificação das soluções adoptou-se um valor deste módulo de acordo com a expressão (A.40).

$$k_u = \frac{2k_{ser}}{3} \quad (A.40)$$

Sendo,

$k_{ser}$  o módulo de deslizamento instantâneo para estados limites de serviço que, para varões de aço, pode ser determinada pela expressão empírica (A.41).

$$k_{ser} = 0,08 E_2 d_v \quad (A.41)$$

Onde,

$d_v$  é o diâmetro dos varões.

O termo  $a_1$  é dado pela expressão (A4.2), enquanto  $a_2$  representa a relação entre a rigidez garantida apenas pelo betão e a rigidez conferida pelos dois materiais (expressão (A.43)).

$$a_1 = \left( \frac{h_1 + h_2}{2} \right) - a_2 \quad (\text{A.42})$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 \left( \frac{h_1 + h_2}{2} \right)}{\sum_{i=1}^2 \gamma_i E_i A_i} \quad (\text{A.43})$$

O valor do espaçamento na expressão (A.39) foi considerado igual ao espaçamento constante dado pela expressão (A.44), como sugerido por (Branco, Cruz, 2002).

$$s = s_{eq} = 0,75s_{\min} + 0,25s_{\max} \quad (\text{A.44})$$

Onde,

$s_{eq}$  é o espaçamento constante entre ligadores;

$s_{\min}$  é o espaçamento máximo correspondente ao meio vão central;

$s_{\max}$  é o espaçamento mínimo correspondente aos quartos de vão externos.

O mesmo autor propõe ainda valores para os espaçamentos máximo e mínimo, baseados em expressões empíricas (expressão (A.45), (A.46) e (A.47)). Com base no resultado destas expressões foram definidos os valores para cada solução proposta.

$$s_{\min} = \frac{h_2 - 10}{2} \quad (\text{A.45})$$

$$s_{\max} = \frac{h_2}{l} 5000 - 10 \quad (\text{A.46})$$

$$s_{\max} \leq 4s_{\min} \quad (\text{A.47})$$

Finalmente, calculada a rigidez efectiva da secção mista à flexão foi possível definir a distribuição de tensões, através dos valores extremos das tensões actuantes em cada um dos materiais, quer axiais – expressão (A.48) – quer de flexão – expressão (A.49).

$$\sigma_i = \gamma_i E_i a_i M / (EI)_{ef} \quad (\text{A.48})$$

$$\sigma_{m,i} = 0,5 E_i h_i M / (EI)_{ef} \quad (\text{A.49})$$

Onde,

$\sigma_i$  é a tensão normal devido ao esforço axial do material  $i$ ;

$\sigma_{m,i}$  é a tensão normal devida à flexão do material  $i$ .

#### A.4.2. VERIFICAÇÃO DA SECÇÃO DE BETÃO (ULS)

Obtido o diagrama de distribuição de tensões é possível proceder-se à verificação da resistência do betão quanto às tensões instalada sua secção. Deste modo, verificou-se a resistência do betão à compressão através da expressão (A.50) e do betão à tracção através da expressão (A.51).

$$\sigma_{c,topo} = \sigma_1 + \sigma_{m,1} < f_{cd} \quad (A.50)$$

$$\sigma_{c,base} = \sigma_1 - \sigma_{m,1} < f_{ctmd} \quad (A.51)$$

Onde,

$\sigma_{c,topo}$  é a tensão actuante de cálculo na fibra de topo da secção de betão;

$f_{cd}$  é o valor de cálculo da resistência à compressão do betão;

$\sigma_{c,base}$  é a tensão actuante de cálculo actuante na fibra de base da secção de betão;

$f_{ctmd}$  é o valor de cálculo da resistência à tracção do betão.

#### A.4.3. VERIFICAÇÃO DA SECÇÃO DE MADEIRA (ULS)

Com base no diagrama obtido, as tensões na secção de madeira puderam igualmente ser verificadas através da condição da expressão (A.52).

$$\frac{\sigma_2}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,2}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (A.52)$$

Onde,

$f_{t,0,d}$  é o valor de cálculo da resistência à tracção da madeira na direcção paralela às fibras;

$f_{m,d}$  é o valor de cálculo da resistência à flexão da madeira.

#### A.4.3. ESFORÇO TRANSVERSO (ULS)

A resistência da secção mista ao esforço transversal foi verificada através da condição da expressão (A.53), admitindo-se que apenas a madeira resiste a este esforço.

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (A.53)$$

Onde,

$\tau_d$  é o valor de cálculo da tensão tangencial devido ao esforço transversal, que pode ser calculada através da expressão (A.54);

$f_{v,d}$  é o valor de cálculo da resistência de corte da madeira.

$$\tau_d = \frac{3}{2} \frac{V_{Ed}}{A_2} \quad (A.54)$$

#### A.4.3. VERIFICAÇÃO DA LIGAÇÃO (ULS)

Segundo (Branco, Cruz, 2002), os elementos de ligação entre os dois materiais também devem ser verificados, nomeadamente quanto à compressão localizada no betão, à compressão localizada na madeira e ao esforço de corte do ligador. No entanto, esta verificação não foi realizada para as soluções apresentadas, por envolver certas propriedades dos conectores que não foram especificadas, apesar de terem sido considerados varões de aço como conectores genéricos para as soluções.

#### A.4.4. DEFORMAÇÃO (SLS)

Quanto à deformação adoptou-se uma verificação semelhante à apresentada para os pisos de madeira, em se distingue a deformação instantânea da deformação final, sendo esta última obtida a partir da anterior através do coeficiente  $\psi_2$  e do factor  $k_{def}$  (ver expressões (A.15), (A.16) e (A.17)). Os limites adoptados foram iguais aos apresentados no quadro A.3.

### A.5. PISOS DE LAJE MACIÇA DE BETÃO ARMADO (S5)

#### A.5.1. GENERALIDADES

As acções permanentes consideradas para estes pisos foram o seu peso próprio e o revestimento (1,5 kN/m<sup>2</sup>). No dimensionamento e verificações considerou-se sempre uma análise de uma faixa de laje de um metro de largura.

As soluções apresentadas foram v

#### A.5.2. DIMENSIONAMENTO - FLEXÃO (ULS)

A armadura de cada secção proposta foi dimensionada com recurso a tabelas de dimensionamento realizadas por (Barros, Figueiras, 2007). Após um pré-dimensionamento da secção tendo em conta relações de  $l/d$ , calculou-se um valor reduzido do momento flector resistente de cálculo através da expressão (A.55). Para um dimensionamento económico optou-se por soluções cujos valores de  $\mu$  se localizavam entre 0,5 e 1,0.

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{bd^2 f_{cd}} \quad (A.55)$$

Onde,

$M_{Rd}$  é o valor de cálculo do momento resistente (tomou-se um valor igual ao momento actuante);

$b$  é a largura da secção (1 m);

$d$  é a altura útil da secção transversal;

$f_{cd}$  é o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Através das tabelas de dimensionamento retiraram-se valores da percentagem mecânica de armadura ( $\omega$ ) dos quais foi possível determinar a área da secção de armadura necessária pela expressão (A.56)

$$\omega = \frac{A_s}{bd} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (\text{A.56})$$

Onde,

$A_s$  é área da secção de armadura;

$f_{yd}$  é o valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras;

$f_{cd}$  é o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

A dispensa de armadura de momentos positivos foi realizada tendo em conta a translação do diagrama de momentos actuante (figura A.3).

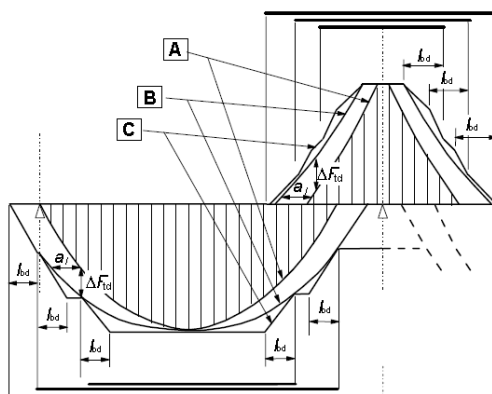


Fig. A.3 – Representação da interrupção de armadura segundo o EC2 (CEN, 2004a).

#### A.5.3. ESFORÇO TRANSVERSO (ULS)

Geralmente, as lajes de betão armado não exigem armadura de esforço transverso. No entanto, verificou-se a condição imposta pelo EC2, determinando-se o valor de cálculo do esforço transverso resistente pela expressão (A.57).

$$V_{Rd} = (C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}) b_w d \quad (\text{A.57})$$

Onde,

$$C_{Rd,c} = 0,12;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \text{com } d \text{ em mm};$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w d} \leq 0,02 \quad \text{é a taxa de armadura longitudinal};$$

$A_s$  é a área de armadura de tracção na secção considerada;

$f_{ck}$  é o valor característico da tensão de rotura do betão à compressão;

$b_w$  é a menor largura da secção transversal na área traccionada.

### A.5.3. DEFORMAÇÃO (SLS)

A deformação nas lajes das soluções propostas foi verificada tendo em conta a relação  $l/d$  que dispensa o cálculo da flecha.

$$\frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \text{ se } \rho \leq \rho_0 \quad (\text{A.58})$$

$$\frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \text{ se } \rho > \rho_0 \quad (\text{A.59})$$

Em que,

$l/d$  é o valor limite da relação vão/altura;

$K$  é o coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais (para laje simplesmente apoiada  $K=1$ );

$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} 10^{-3}$  é a taxa de armadura de referência;

$\rho$  é a taxa de armadura de tracção necessária a meio vão;

$\rho'$  é a taxa de armadura de compressão necessária a meio vão.

As expressões (A.58) e (A.59) foram obtidas admitindo que no estado limite de serviço, a tensão no aço, numa secção fendilhada a meio vão, é igual a 310 MPa. Portanto, para outros níveis de tensão os valores de  $l/d$  foram corrigidos através da expressão (A.60).

$$\left( \frac{l}{d} \right)' = \left( \frac{l}{d} \right) \frac{310}{\sigma_s} \quad (\text{A.60})$$

Onde,

$\left( \frac{l}{d} \right)'$  é o valor limite corrigido da relação vão/altura;

$\sigma_s$  é o valor de tensão de tracção no aço a meio vão para as acções de cálculo de estado limite de utilização, neste caso, o momento para a combinação quase-permanente ( $M_{cqp}$ ) e que pode ser determinado pela expressão aproximada (A.61).

$$\sigma_s = \frac{M_{cqp}}{0,9dA_s} \quad (\text{A.61})$$

### A.5.3. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

Verificaram-se igualmente disposições construtivas prescritas pelo EC2, nomeadamente armadura mínima e máxima, espaçamento entre varões máximo e mínimo, e armadura de distribuição.

## A.6. PISOS DE LAJE ALIGEIRADA DE BETÃO ARMADO (S6)

### A.6.1. GENERALIDADES

À semelhança da solução anterior, laje maciça de betão armado, quanto às cargas permanentes, considerou-se o peso dos revestimentos ( $1,5 \text{ kN/m}^2$ ), para além do peso próprio da laje.

### A.6.2. FLEXÃO E ESFORÇO TRANSVERSO (ULS)

As verificações desta solução podem ser realizadas com o apoio de tabelas fornecidas por fabricantes que pormenorizam as características das lajes conforme o número e tipo de vigotas. No entanto, no caso das soluções apresentadas o dimensionamento foi realizado com o apoio de um programa de cálculo automático, igualmente fornecida por um fabricante, uma vez que este tem em conta, para além da resistência requerida, o custo das soluções.

O valor de cálculo da resistência à flexão varia conforme o tipo e número de vigotas utilizadas, o seu espaçamento e a altura da laje. A figura A.4, apresenta esquemas do tipo de vigotas utilizadas, e o quadro A.5 apresenta as características dos pisos propostos segundo os dados do fabricante.

Quanto ao esforço transverso, a solução para o vão de 3 m foi a única que apresentava uma resistência inferior ao esforço actuante, pelo eu seria necessário um maciçamento junto ao apoio (0,23 m medido desde o apoio).



Fig. A.4 – Tipo de vigotas utilizadas nas soluções propostas.

Quadro A.5 – Características dos pisos segundo o fabricante

Vão	Designação	$M_{Rd}$ (kN.m)	$V_{Rd}$ (kN)	$EI$ (kN.m <sup>2</sup> /m)
3 m	V3-48x09-13	10,2	11,5	2173
5 m	2V4-40x16-21	35,0	44,0	13576
7 m	V5-24x30-35	91,2	56,7	51683

### A.6.3. DEFORMAÇÃO (SLS)

Quanto à deformação, seguindo as indicações quanto aos valores da rigidez ( $EI$ ) fornecidos para cada solução, determinou-se uma flecha aproximada para a combinação quase-permanente através da expressão (A.13), tendo sido estimada uma rigidez efectiva de acordo com a expressão (A.62).



$$(EI)_{ef} = \frac{EI}{1 + \varphi} \quad (A.62)$$

Sendo,

$\varphi$  o valor do coeficiente de fluência (admitiu-se  $\varphi = 2$  ).

Como o valor obtido para a flecha se encontrava abaixo de um limite considerado de 1/400, considerou-se verificada a deformação da laje.

## A.7. PISOS MISTOS AÇO-BETÃO (S6)

### A.7.1. GENERALIDADES

Como referido no respectivo subcapítulo, as soluções propostas tiveram como base tabelas dimensionamento presentes num relatório realizado por (Figueiras *et al*, 2006).

Essas tabelas têm em conta o peso próprio de cada solução, sendo o dado de entrada o valor da sobrecarga. No entanto, de forma a se considerar o peso de revestimento, ou qualquer outra carga permanente que não o peso próprio, dever-se-á incluir uma parcela respectiva a essas acções na sobrecarga, de acordo com a expressão (A.63). A figura A.5 apresenta um exemplo de tabela usado no dimensionamento destas soluções. Segundo o relatório, todas as verificações quanto ao estado limite último (flexão, esforço transversos, esforço de corte na ligação) e estados limite de serviço estão já satisfeitos ao se utilizar as tabelas para o dimensionamento e cumprindo-se as disposições indicadas no relatório.

$$Q_{dim} = Q_k + G_b \frac{1,35}{1,5} \quad (A.63)$$

Sendo,

$Q_{dim}$  o valor da sobrecarga para dimensionamento de acordo com as tabelas.

$Q_k$  o valor da sobrecarga admitida ( $Q_k = 2,5kN / m$  );

$G_b$  o valor das cargas permanentes excepto peso próprio (revestimentos).

		H [cm]				
L [m]		12	14	16	18	20
1.4	20.2	22.8	25.3	27.6	29.8	
1.6	16.3	19.7	21.8	23.8	25.7	
1.8	13.0	16.2	19.1	20.8	22.4	
2.0	10.7	13.3	15.9	18.4	19.8	
2.2	8.8	11.0	13.2	15.4	17.6	
2.4	7.4	9.3	11.1	13.0	14.8	
2.6	6.3	7.9	9.5	11.0	12.6	
2.8	5.4	6.8	8.1	9.5	10.8	
3.0	4.7	5.9	7.0	8.2	9.4	
3.2	4.1	5.1	6.1	7.1	8.1	
3.4	3.5	4.4	5.3	6.2	7.1	
3.6	2.8	3.9	4.6	5.4	6.2	
3.8	2.1	3.4	4.1	4.8	5.4	
4.0	-	2.7	3.6	4.2	4.8	
4.2	-	-	3.1	3.7	4.2	
4.4	-	-	2.5	3.2	3.7	
4.6	-	-	-	2.8	3.2	
4.8	-	-	-	2.3	2.8	
5.0	-	-	-	-	2.4	

		H [cm]				
L [m]		12	14	16	18	20
1.4	12.4	15.0	17.7	20.4	23.1	
1.6	10.4	12.7	14.9	17.1	19.4	
1.8	8.9	10.8	12.7	14.6	16.5	
2.0	8.3	9.3	11.0	12.6	14.3	
2.2	7.9	8.2	9.6	11.0	12.5	
2.4	7.5	7.8	8.4	9.7	11.0	
2.6	7.3	7.4	7.6	8.6	9.7	
2.8	6.8	7.1	7.2	7.7	8.6	
3.0	5.9	6.8	6.9	7.0	7.7	
3.2	5.2	6.5	6.6	6.7	6.9	
3.4	4.5	5.7	6.4	6.4	6.4	
3.6	3.8	5.1	6.1	6.2	6.2	
3.8	3.2	4.5	5.4	5.9	5.9	
4.0	2.6	4.0	4.8	5.6	5.7	
4.2	2.2	3.6	4.3	5.0	5.5	
4.4	-	3.2	3.8	4.5	5.1	
4.6	-	2.7	3.4	4.0	4.6	
4.8	-	2.3	3.1	3.6	4.1	
5.0	-	-	2.8	3.2	3.7	

Fig. A.5 – Exemplo de tabela de dimensionamento – chapa e=0,8 mm (Figueiras *et al*, 2006).

